

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

PEDRO SAUL JAYO JIMENEZ

SISTEMA DE ALERTA A CHEIAS COM ÊNFASE NA PREVISÃO DE VAZÕES

CURITIBA

2016

PEDRO SAUL JAYO JIMENEZ

SISTEMA DE ALERTA A CHEIAS COM ÊNFASE NA PREVISÃO DE VAZÕES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Área de Concentração em Engenharia de Recursos Hídricos, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências (MSc)

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dra. Miriam Rita Moro Mine

Coorientador: Prof. Dr. Sérgio Michelotto Braga

CURITIBA

2016

Jimenez, Pedro Saul Jayo Jimenez

Sistema de alerta a cheias com ênfase na previsão de vazões / Pedro Saul Jayo Jimenez. – Curitiba, 2016.

104 f. : il.; tabs.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.

Orientadora: Miriam Rita Moro Mine

Coorientadora: Sérgio Michelotto Braga

Bibliografia: p. 66-69

1. Controle de inundações. 2. Bacias hidrográficas - Brasil. I. Mine, Miriam Rita Moro. II. Braga, Sérgio Michelotto. III. Título.

CDD 627.4

## TERMO DE APROVAÇÃO

**PEDRO SAÚL JAYO JIMÉNEZ**

### **“Sistema de Alerta a Cheias com Ênfase na Previsão de Vazões”,**


Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:



**Miriam Rita Moro Mine**  
Universidade Federal do Paraná  
Orientadora

MEMBROS:



**Sérgio Michelotto Braga**  
Universidade Federal do Paraná  
Coorientador



**Fábio Teodoro de Souza**  
Pontifícia Universidade Católica do Paraná



**Júlio Gomes**  
Universidade Federal do Paraná



**Marcelo Rodrigues Bessa**  
Universidade Federal do Paraná

Curitiba, 29 de fevereiro de 2016

## **AGRADECIMENTO**

A Deus, por permitir a concretização mais de um sonho.

A minha noiva Giovanna, por ter me aconselhado e incentivado a superar cada novo desafio. Nos momentos mais difíceis, sempre me fazendo acreditar que chegaria até o final, por isso dedico-lhe este trabalho.

A minha orientadora, Prof.<sup>a</sup> Dra. Miriam Rita Moro Mine, pela paciência, confiança, amizade e compreensão. As orientações e os conselhos passados foram de grande importância para a realização deste trabalho e para a minha vida profissional, espero retribuir um dia todo o bem que recebi por seu intermédio.

Ao Professor Dr. Sérgio Braga, pela coorientação neste Trabalho. Muito obrigado, pelo profissionalismo e pela total disponibilidade que sempre revelou para comigo.

Aos professores, Dr. Julio Gomes, Dr. Marcelo Bessa e Dr. Fábio Souza, pela disponibilidade e prontidão em aceitar compor a banca examinadora deste trabalho, assim como pelas correções, sugestões e conselhos oferecidos.

A minha amiga Adelita, verdadeira companheira de pesquisa, sempre gentil e alegre. Agradeço-lhe pela transmissão de confiança e de força, em todos os momentos. Minha enorme gratidão!

Aos meus grandes amigos, Luiza, Mayra, Aninha, Tabata, Ricardo, Ellen, Juliane, Carol, Livia e Cinthia. Muito obrigado pela amizade, pelos bons momentos, a ajuda e os estímulos nas alturas de desânimo. Tornaram o PPGERHA um ambiente familiar.

As minhas grandes amigas “Latinas”, Fatima, Deysi, Erika e Alejandra, pelos intermináveis desabafos dos momentos bons e menos bons que ocorreram nesta etapa, pela amizade incondicional e companhia.

Aos amigos, Felix, Robisson e Maria Jose, pela amabilidade, amizade e ajuda valiosíssima em meu primeiro ano do mestrado, sempre estiveram do meu lado dando força e apoio. Muito obrigado.

Aos amigos, Romana, Max, Lis, Guillerme e Bruno, por todo o carinho e amizade incondicional que me manifestaram. Por tudo, a minha enorme gratidão!

Aos da família Daniela, Henrique, Mayara, André, Naiara, Tonon, Bruna, Camila Teles, Silvana e Camila Trein, pela forma como me acolheram e integraram em Florianópolis. Pela amizade, companhia e afecto. Muito obrigado.

Aos meus amigos de Moçambique, Moises, Acasio e André, pela amizade e ajuda que prestaram.

Ao CNPq pelo apoio financeiro e concessão da bolsa, aos Professores e a Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental da Universidade Federal do Paraná, pela experiência e conhecimento compartilhados, assim como ao secretário, Celmar por toda a atenção e pelos atendimentos prestados.

Aos meus pais, Pedro e Lidia, por tudo o amor, carinho e apoio recebido e por ter me proporcionado todos os recursos para minha formação pessoal e acadêmica. A minhas irmãs Pilar e Stefany, que sempre torceram pelo meu sucesso e vibraram por cada conquista minha.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para que este trabalho fosse realizado.

## SUMÁRIO

SUMÁRIO .....	IV
RESUMO .....	VI
ABSTRACT .....	VII
LISTA DE FIGURAS .....	VIII
LISTA DE TABELAS .....	X
LISTA DE SIGLAS .....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XII
INTRODUÇÃO .....	1
OBJETIVOS .....	2
1. REVISÃO DE LITERATURA .....	3
1.1. SISTEMAS DE ALERTA .....	3
1.2. SISTEMAS DE ALERTA NO MUNDO .....	4
1.3. REDES DE MONITORAMENTO .....	7
1.3.1. <i>Redes Hidrométricas</i> .....	7
1.3.2. <i>Redes de radar meteorológico</i> .....	14
1.3.3. <i>Redes de satélites</i> .....	15
1.4. TRANSMISSÃO DE DADOS PARA O SISTEMA DE ALERTA .....	16
1.5. MODELOS HIDROLÓGICOS .....	16
1.6. MODELOS USADOS EM SISTEMAS DE ALERTA A CHEIAS .....	17
2. MÉTODO .....	20
2.1. ETAPAS .....	20
2.2. PREVISÃO DE VAZÕES .....	21
2.2.1. <i>Algoritmo de Perdas por Evaporação e Intercepção</i> .....	22
2.2.2. <i>Algoritmo de separação do escoamento</i> .....	23
2.2.3. <i>Propagação Superficial e Subterrânea</i> .....	27
2.2.4. <i>Fluxograma e parâmetros</i> .....	29
3. ESTUDO DE CASO .....	33
3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS .....	33
3.2. ESTAÇÕES HIDROMETEREOLÓGICAS .....	36
3.3. SELEÇÃO DE EVENTOS .....	36
3.4. DADOS PLUVIOMÉTRICOS E FLUVIOMÉTRICOS .....	38
3.4.1. <i>Variabilidade espacial da chuva</i> .....	39
3.4.2. <i>Precipitação média na Bacia</i> .....	40
3.4.3. <i>Discretização de dados pluviométricos e fluviométricos</i> .....	41
3.5. EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL .....	42
4. APLICAÇÃO DO MODELO IPH II .....	44
4.1. CALIBRAÇÃO .....	44
4.1.1. <i>Ajuste dos Parâmetros</i> .....	44
4.1.2. <i>Resultados da Calibração</i> .....	45

4.1.3. <i>Análise de Sensibilidade</i> .....	51
4.2. VERIFICAÇÃO.....	52
4.3. PREVISÃO .....	57
4.3.1. <i>Previsão de cheias na estação Ponte Caximba</i> .....	57
4.3.2. <i>Previsão para as estações de monitoramento no rio Barigui</i> .....	59
CONCLUSÕES.....	64
RECOMENDAÇÕES .....	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	66
APÊNDICES .....	70
APÊNDICE A .....	70
APÊNDICE B .....	85
APÊNDICE C .....	91
APÊNDICE D .....	102



## RESUMO

A investigação na previsão de cheias pode contribuir no desenvolvimento futuro de sistemas que permitam a emissão de alertas mais confiáveis e com maior antecipação. Nesta pesquisa busca-se avaliar algumas etapas necessárias para a implantação de um sistema de alerta a cheias, enfatizando a previsão de vazões. As etapas para a previsão de vazões são: escolha do modelo de transformação chuva-vazão, calibração, verificação e previsão. O modelo hidrológico escolhido para previsão de vazões em tempo real foi o IPH II. Como estudo de caso foi utilizada a bacia do rio Barigui (264,88 km<sup>2</sup>), localizada na região metropolitana de Curitiba - Paraná. Os dados de entrada para o modelo IPH II nas fases de calibração, verificação e previsão foram: chuva, evapotranspiração e vazão. Para o desenvolvimento deste trabalho foram selecionados onze eventos representativos de cheias ocorridas na bacia do rio Barigui, no período entre 1985 e 2014. Destes eventos, cinco foram utilizados para a calibração, quatro para a verificação e dois para a previsão. Os resultados na calibração e verificação foram avaliados pelo coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS), os valores estiveram entre 0,78 e 0,94 na calibração e entre 0,62 e 0,80 na verificação, e foram desconsiderados um evento para cada etapa devido a problemas de erro na série de dados. Posteriormente para a previsão considerou-se a hipótese: para de chover ao tempo em que se faz a previsão, esta hipótese fez-se necessária porque nesta dissertação não se considera previsão de chuva. Os resultados nessa etapa indicaram uma subestimativa de vazões com relação aos dados observados.

**Palavras-chave:** sistema de alerta, previsão de vazões, modelo IPH II, bacia do rio Barigui.

## ABSTRACT

The research on flood forecasting can contribute to develop future systems that allow sending faster and anticipated alerts. In this research is sought to evaluate some stages necessary for the implementation of a system of flooding alerts, emphasizing the flow forecasting. The stages for flow forecasting consist in: choose of a rainfall-runoff model, calibration, verification and forecasting. The hydrological model for flow forecasting in real time was used the IPH II. For study case, the Barigui river basin (264.88 km<sup>2</sup>), located in the Curitiba metropolitan area, Paraná State, was used. The input for IPH II model in the calibration, verification and forecasting, were: rainfall, evapotranspiration and runoff. In order to develop this work, eleven significant flood events that highlighted the Barigui river basin between years 1985 and 2014, were all selected. Five of these events were used for calibration, four for verification and two forecasting. The results of calibration and verification were evaluated using the Nash – Sutcliffe (NS) coefficient. Values between 0.78 and 0.94 in calibration and between 0.62 and 0.80 for verification, and was considered a single event for each stage due to mistake problems in the date sequence. After, for forecasting, a hypothesis was considered: rain stops at the same time of forecasting, this hypothesis is necessary because it is not included the rainfall forecasting in this work. The results of this phase have shown a flow underestimation due to observed data.

**Keywords:** Alert system, flow forecasting, IPH II model, Barigui river basin.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Estação Fluviométrica Divisa de Anitápolis (Minas Gerais) .....	8
Figura 2 – Pluviômetro de Báscula.....	9
Figura 3 – Radar meteorológico de São Paulo .....	15
Figura 4 – Etapas de um Sistema de Alerta a Cheias (CPRM, 2013) .....	20
Figura 5 – Perdas por evaporação no solo e interceptação. ....	22
Figura 6 – Continuidade na camada superior do solo. ....	23
Figura 7- Representação gráfica das funções do algoritmo de Berthelot de .....	24
Figura 8 – Situações contempladas no algoritmo de infiltração e percolação. ....	25
Figura 9 – Ilustração do modelo Clark.....	27
Figura 10– Fluxograma do modelo IPH II.....	30
Figura 11- Localização da bacia do rio Barigui.....	34
Figura 12 - Uso e ocupação do solo da bacia do Barigui .....	35
Figura 13 – Localização das estações pluviométricas. ....	37
Figura 14– Calibração do evento 1 .....	47
Figura 15 - Calibração do evento 2 .....	47
Figura 16 - Calibração do evento 3 .....	48
Figura 17 - Calibração do evento 4 .....	48
Figura 18 - Calibração do evento 5 .....	49
Figura 19 – Relação entre as vazões de pico observadas e calculadas na calibração .....	50
Figura 20 - Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo hidrológico IPH II ..	52
Figura 21 – Verificação no evento 6.....	53

Figura 22 – Verificação no evento 7 .....	54
Figura 23 – Verificação no evento 8 .....	55
Figura 24 – Verificação no evento 9 .....	55
Figura 25 - Relação entre vazões de pico observadas e calculadas na verificação .....	56
Figura 26 – Previsão de vazões no evento 10 .....	58
Figura 27 - Previsão de vazões no evento 11 .....	59
Figura 28 – Representação das sub-bacias e pontos de monitoramento utilizados no estudo.....	61
Figura 29 – Previsão de vazões no evento 5 paras as estações de monitoramento .....	62
Figura 30 - Previsão de vazões no evento 8 paras as estações de monitoramento .....	62
Figura 31 - Previsão de vazões no evento 11 paras as estações de monitoramento .....	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Parâmetros do modelo IPH II .....	31
Tabela 2 - Variáveis usadas no processo chuva-vazão no modelo IPH II.....	32
Tabela 3 - Estações Hidrometeorológicas.....	36
Tabela 4 – Eventos selecionados.....	38
Tabela 5 – estações hidrometeorológicas com coordenadas UTM e cartesianas.....	39
Tabela 6 - Postos Pluviométricos considerados no cálculo da chuva média .....	40
Tabela 7 – Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias.....	41
Tabela 8 - Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias (2), (6), (8), (9) .....	41
Tabela 9 - Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias (7), (10).....	41
Tabela 10 - Coeficientes de Thiessen para o evento de cheia (12) .....	41
Tabela 11 – Coeficientes de ponderação para evapotranspirações horárias.....	42
Tabela 12– Evapotranspiração diária para cada mês .....	43
Tabela 13 – Evapotranspiração diária e horária.....	43
Tabela 14– Tempos de concentração calculados .....	45
Tabela 15 – Resumo da Calibração do modelo IPH II para o bacia do rio Barigui....	46
Tabela 16 – Índice de sensibilidade ( <i>IS</i> ) dos parâmetros do.....	52
Tabela 17 – Resultados da verificação .....	53
Tabela 18 – Resultados das vazões previstas de 3h para os eventos 10 e 11 .....	57
Tabela 19 – Características físicas das áreas de influência por cada.....	60

## LISTA DE SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ABR	<i>Average Basin Rainfall</i>
CAFFG	Guia de Cheias Repentinas da América Central
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento de Alerta de Desastres Naturais do Brasil
CENAPRED	Centro Nacional de Prevenção de Desastres do México
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
EFAS	Sistema Europeu de Alerta para Inundações
EPS's	<i>Ensemble Prediction Systems</i>
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica do Estado de São Paulo
FFMP	Sistema de Monitoramento e Previsão de Cheias Repentinas dos Estados Unidos
HRC	Centro Hidrológico de Pesquisa da América Central
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
MAH	Marco de Ação de Hyogo
NOAA	Administração Nacional de Oceanos e Atmosfera dos Estados Unidos
NWS	Serviço Meteorológico Nacional dos Estados Unidos
OFDA	Escritório dos Estados Unidos de Assistência para Desastres no Estrangeiro
ONU	Organização das Nações Unidas
SAISP	Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo
SIAT	Sistema de Alerta Antecipado do México
SIG	Sistema de Informação Geográfica
USAID	Agência Internacional de Desenvolvimento dos Estados Unidos

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da bacia
$A_c$	Área contribuinte acumulada
$e$	Base dos logaritmos neperianos
$EP_t$	Evaporação potencial no tempo
$ES_t$	Evaporação do solo no tempo
$f_i$	Ordenada i do histograma tempo-área
$H$	Diferença de nível entre ponto mais afastado e o considerado da bacia
$I$	Capacidade de infiltração no tempo
$I_b$	Capacidade de infiltração mínima
$I_o$	Capacidade de infiltração inicial
$IMP$	Porcentagem de área impermeável
$IS$	Índice de sensibilidade do modelo
$k$	Parâmetro empírico relacionado ao tipo de solo
$K_{sub}$	Coeficiente de recessão do escoamento subterrâneo
$K_{sup}$	Coeficiente de recessão do escoamento superficial
$L$	Comprimento do rio principal
$n$	Coeficiente que varia com a forma da bacia
$NS$	Coeficiente de eficiência de Nash; Sutcliffe
$P_i$	Precipitação da iésima estação
$P_t$	Precipitação efetiva no tempo
$Q_c$	Vazões calculadas
$Q_o$	Vazões observadas
$Q_{sub}$	Vazão de escoamento subterrâneo
$Q_{sup}$	Vazão de escoamento superficial
$Q_t$	Vazão total

$\overline{Q}$	Vazão média
$R_{max}$	Capacidade máxima do reservatório de interceptação
$S$	Armazenamento de um reservatório fictício
$S_{max}$	Teor máximo de umidade do solo
$S_o$	Estado de umidade do solo quando inicia a percolação
$S_t$	Umidade do solo no tempo
$T$	Percolação
$t_c$	Tempo de concentração
$Ve$	Volume escoado superficialmente
$X_{CG}$	Coordenada do eixo horizontal do centro de gravidade
$x_i$	Coordenada do eixo horizontal da <i>i</i> ésima estação pluviométrica
$Y_{CG}$	Coordenada do eixo vertical do centro de gravidade
$y_i$	Coordenada do eixo vertical da <i>i</i> ésima estação pluviométrica



## INTRODUÇÃO

As inundações são um dos desastres naturais mais perigosos e de maior desafio para os hidrólogos, devido à sua força de massa e curto tempo de resposta (Chang et al., 2010). Estima-se que as inundações causam mais de um terço das perdas econômicas e são responsáveis por dois terços do número total de pessoas afetadas por desastres naturais (UN, 2004).

Os problemas gerados por uma inundação dependem fundamentalmente da forma e do grau de ocupação das áreas ribeirinhas e da frequência de ocorrências das cheias (CPRM, 2004). Ao longo da história, as populações procuraram se fixar às margens dos cursos de água para facilitar o uso deste recurso que é fundamental à existência humana. Entretanto, com o desenvolvimento acelerado das cidades no século XX, planícies inundáveis foram ocupadas desordenadamente. Assim, quando ocorre uma cheia, a ocupação inadequada das planícies pode ter como consequência grandes prejuízos materiais e perdas humanas consideráveis (Breda, 2008).

As medidas para controle de inundações podem ser do tipo *estrutural* (de controle) ou *não estrutural* (de convivência). As medidas estruturais são intervenções de engenharia que atuam diretamente sobre o rio, tais como: diques, reservatórios, bacias de amortecimento, canais de desvio etc. As medidas não estruturais têm por objetivo reduzir os riscos através da melhor convivência da população com as cheias (Cunha, 2004; Breda, 2008)

Essas medidas têm por objetivo minimizar as consequências das cheias e não controlar totalmente as inundações, o que é física e economicamente inviável em grande parte das situações. Portanto, têm despertado cada vez mais o interesse dos governos municipais, estaduais e federal por medidas que permitam antecipar esses eventos, reduzindo seus impactos em termos de vidas e danos à propriedade. Nesse contexto, os Sistemas de Alerta a Cheia (SAC) têm sido reconhecidos como uma das medidas mais efetivas (CPRM, 2004; Meller et al., 2012).

Quando se deseja uma antecedência maior nas previsões de cheias, torna-se necessária a incorporação da precipitação no processo. Nessa situação, uma das abordagens consagradas para essas previsões é a que utiliza modelos hidrológicos chuva-vazão (Meller et al., 2012).

Nesse sentido, a investigação na previsão de cheias pode contribuir no desenvolvimento futuro de sistemas que permitam a emissão de alertas mais confiáveis e com maior antecipação, considerando as especificidades físicas e climáticas do Brasil. No presente trabalho é proposto um método para previsão de cheias, que emprega o modelo hidrológico IPH II, aplicado na bacia hidrográfica do rio Barigui. Busca-se mostrar que o modelo IPH II pode gerar bons resultados para previsão de cheias em tempo real na bacia hidrográfica do rio Barigui.

Este trabalho está organizado em cinco itens, além desta introdução e da conclusão, da forma descrita a seguir.

No item 1 apresenta-se uma revisão de literatura que aborda as considerações dos sistemas de alerta, as redes de monitoramento, transmissões de dados e uma revisão sobre os modelos hidrológicos usados nos sistemas de alerta. No item 2 está descrito o método a ser utilizado neste trabalho. No item 3 é apresentado o estudo de caso e também os dados utilizados e a seleção dos eventos para a realização das simulações. No item 4 apresentam-se a calibração, verificação e previsão do modelo IPH II, as simulações, o conjunto de parâmetros adotados para o modelo na bacia em estudo, e a análise dos resultados. Por último, apresentam-se as conclusões.

## **OBJETIVOS**

Esta dissertação tem como objetivo principal avaliar algumas etapas necessárias para a implantação de um sistema de alerta a cheias, enfatizando a previsão de vazões.

Os objetivos específicos desta pesquisa foram:

- Calibração e verificação dos parâmetros do modelo hidrológico IPH II;
- Avaliar a precisão das previsões obtidas pelo uso do modelo IPH II;
- Mostrar a importância de investir em uma boa rede de monitoramento de informações hidrológicas para que o alerta seja o mais confiável possível.

## 1. REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo é feita uma revisão de literatura que aborda a importância e considerações dos sistemas de alerta a cheias no mundo, principalmente nos países da Europa, USA, México, América Central e Brasil. Na sequência se disserta sobre as redes de monitoramento hidrometeorológico que são essenciais para os sistemas de alerta a cheias e os diversos modelos hidrológicos que são utilizados para a previsão de cheias.

### 1.1. Sistemas de Alerta

Em janeiro de 2005, a Organização das Nações Unidas (ONU) convocou a Segunda Conferência Mundial sobre Redução de Desastres, em Kobe, Hyogo, no Japão. Durante essa conferência, negociou-se um acordo chamado Marco de Ação de Hyogo (MAH) 2005-2015 com o objetivo de aumentar a resiliência das nações e das comunidades frente aos desastres e foi adotado por 168 países. O MAH também enfatiza a necessidade de "identificar, avaliar e controlar os riscos de catástrofes e melhorar o sistema de alerta" (Hill; Verje, 2010).

O objetivo principal de um sistema de alertas é prever, com relativa antecedência e precisão, as condições futuras do rio, em pontos vulneráveis à inundação, para emitir avisos de alerta à população residente, à defesa civil e aos operadores de obras hidráulicas na região. Esse tipo de ação de caráter preventivo assume papel importante na tomada de decisões por parte das autoridades competentes (Meller *et al.*, 2012).

Para que sejam eficazes, os alertas não só devem ter uma base científica e técnica sólida, mas também devem centrar-se principalmente nas pessoas expostas ao risco (Jacks *et al.*, 2010).

De acordo com o informe da Secretaria da Estratégia Internacional para a Redução de Desastres (Jacks *et al.*, 2010), os três requisitos fundamentais para criar sistemas de alerta eficazes são:

- Responsabilidade política de promover estratégias integrais de alerta;
- A dimensão humana dentro do alerta;
- O apoio internacional e regional.

Assim, os componentes da cadeia de alerta são:

- Identificação técnica e monitoramento das ameaças;
- Necessidades de comunicação;
- Respostas para os alertas.

Os principais elementos da cadeia de alerta são:

- Detecção e prognóstico de eventos extremos iminentes, a fim de poder formular alertas a partir de conhecimentos e monitoramento científicos e do estudo dos fatores que influenciam na intensidade e frequência dos desastres;
- Difusão da informação de alerta por parte das autoridades políticas, unida ao fornecimento de informação sobre o possível impacto de um desastre na população e na infraestrutura, para sua entrega à população ameaçada, e incluir as recomendações pertinentes para a adoção de medidas urgentes.
- Respostas aos alertas pela população em risco e pelas autoridades locais, a partir do adequado conhecimento da informação e a posterior aplicação das medidas de proteção.

## **1.2. Sistemas de Alerta no Mundo**

### **EFAS (Europa)**

A crescente preocupação de que as inundações na Europa são uma ameaça para o bem-estar da população, levou à Comissão Europeia ativar o desenvolvimento de um Sistema Europeu de Alerta para Inundações (EFAS) em 2003. O EFAS é parte de uma estratégia para melhorar a gestão de desastres na Europa, reduzindo o impacto das inundações transnacionais através de alerta antecipado, com horizonte de até três dias, com base na combinação determinística e probabilística de informações meteorológicas (Thielen *et al.*, 2008; EFAS, 2016).

O modelo hidrológico utilizado para EFAS é LISFLOOD, baseado em um modelo hidrológico distribuído chuva-vazão que é capaz de simular os processos hidrológicos em uma bacia hidrográfica. O objetivo de desenvolvimento do modelo é produzir uma ferramenta que pode ser usada em bacias grandes e transnacionais

para uma variedade de aplicações, que inclua a previsão de cheias (Thielen *et al.*, 2008).

EFAS é atualmente um dos poucos sistemas de alerta a inundações operacionais em todo o mundo que utilizam sistemas de previsão em conjunto para aumentar a previsibilidade das inundações (Thielen *et al.*, 2008; EFAS, 2015). A previsão hidrológica por conjunto consiste em alimentar um modelo hidrológico com variáveis meteorológicas previstas por um ou mais EPS's (*Ensemble Prediction Systems*), resultando em possíveis cenários de vazões que refletem as incertezas na previsão meteorológica (Meller *et al.*, 2012).

### **FFMP – NWS (Estados Unidos)**

O Sistema de Monitoramento e Previsão de Cheias Repentinas (FFMP) do Serviço Meteorológico Nacional dos Estados Unidos (NWS) é um conjunto integrado de aplicações multi-sensor que detecta, analisa e monitora a precipitação e gera um guia de alerta de curto prazo em apoio às operações de prognóstico de cheias repentinas (*flash floods*). O objetivo do FFMP é oferecer uma orientação precisa, oportuna e coerente para a tomada de decisões.

O FFMP realiza suas análises de precipitação em um "mundo de bacias", o que significa que todos os cálculos são feitos para áreas de bacias hidrográficas pequenas. Ao integrar informações sobre cheias repentinas, os pesquisadores do NWS podem interpretar a ameaça hidrológica.

O FFMP apresenta três ferramentas básicas para a detecção de cheias repentinas. A primeira ferramenta é uma base de dados em Sistema de Informação Geográfica - SIG das bacias hidrográficas. A segunda ferramenta compreende as chuvas médias na bacia (*Average Basin Rainfall*, ABR) calculadas a cada cinco minutos, utiliza estimativas de precipitação do Radar Meteorológico Doppler 1998 (WSR-88D). A terceira ferramenta é a Taxa de ABR, que é uma taxa horária com base nas últimas estimativas da ABR de 5 minutos (Hill; Verje, 2010).

### **CAFFG (América Central)**

O Sistema de Guia de Cheias Repentinas da América Central (CAFFG) é o primeiro sistema de Guia de Cheias Repentinas regionais completamente automatizado, em tempo real, que tem estado em funcionamento para sete países da

América Central (Panamá, Costa Rica, Nicarágua, Honduras, El Salvador, Guatemala, Belize) desde 2004. O sistema Software CAFFG é uma implantação do Centro Hidrológico de Pesquisa (HRC) em colaboração com o Serviço Meteorológico Nacional dos Estados Unidos (NWS) e com financiamento da Agência Internacional de Desenvolvimento dos Estados Unidos / Escritório dos Estados Unidos de Assistência para Desastres no Exterior (USAID / OFDA).

O sistema CAFFG está disponível como ferramenta de diagnóstico para analisar eventos meteorológicos que poderiam iniciar cheias repentinas. As avaliações da ameaça de cheias repentinas são desenvolvidas em escalas temporais de uma a seis horas para bacias de tamanhos entre 100 km<sup>2</sup> e 300 km<sup>2</sup> (Hill; Verje, 2010).

### **SIAT – CENAPRED (México)**

O Sistema de Alerta Antecipado (SIAT), implementado pelo Centro Nacional de Prevenção de Desastres (CENAPRED) e a Coordenação Geral de Proteção Civil do México, tem como objetivo informar os diferentes atores, que participam na emergência, sobre um fenômeno hidrometeorológico, também proporciona informação útil para as ações de proteção que são consideradas convenientes e necessárias.

O SIAT representa-se por três fases de alerta: estadual, municipal e por bacia hidrográfica. Em nível estadual podem ser previstas chuvas com 1 ou 2 dias de antecedência, com fotografias de satélite para grandes áreas (mais de 100 km<sup>2</sup>, pode ser o tamanho médio de um estado do México); em nível municipal podem ser previstas chuvas com menos de 24 horas de antecedência, com fotografias de satélite e imagens de radar, a extensão é da ordem de 50 km<sup>2</sup>. Finalmente, em nível de bacias hidrográficas são estimadas intensidades de chuva e escoamento com 20 a 90 minutos de antecedência em áreas menores de 50 km<sup>2</sup> (Fuentes *et al.*, 2002).

### **CEMADEN (Brasil)**

O Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais, tem por objetivo desenvolver, testar e implementar um sistema de previsão de ocorrência de desastres naturais em áreas suscetíveis de todo o Brasil. Atualmente o CEMADEN monitora 957 municípios que têm registros históricos de desastres naturais

decorrentes de movimentos de massa (deslizamentos de encosta, corridas de massa, solapamentos de margens/terras caídas, queda/rolamento de blocos rochosos e processos erosivos) e/ou decorrentes de processos hidrológicos (inundações, enxurradas, grandes alagamentos) (CEMADEN, 2016).

### **SAISP (São Paulo-Brasil)**

O Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo (SAISP), operado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH), gera a cada cinco minutos boletins sobre as chuvas e suas consequências na cidade de São Paulo. O monitoramento hidrológico do SAISP é feito pela Rede Telemétrica de Hidrologia do Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) e pelo Radar Meteorológico de São Paulo. Os principais produtos do SAISP são: mapas de chuva observada na área do Radar de Ponte Nova; leituras de postos das Redes Telemétricas do Alto Tietê, Cubatão, Registro e Piracicaba; mapas com previsões de inundações na cidade de São Paulo (FCTH, 2005).

## **1.3. Redes de Monitoramento**

As observações hidrológicas numa bacia são componentes essenciais para os sistemas de alerta a cheias. As redes de monitoramento hidrometeorológico com vários sensores, como pluviômetros, linimétricos, radar e satélites coletam informações sobre precipitação, vazão, temperatura e outros dados que podem ser usados para alimentar modelos de previsão que produzem informações sobre a ameaça de inundação repentina ou não. (Hill; Verje, 2010).

### **1.3.1. Redes Hidrométricas**

As estações hidrométricas são instrumentos de medição da precipitação e nível de água como medições de descarga líquida. Segundo as orientações para operação de estações Hidrométricas – ANA (2012), elas podem ser classificadas em dois tipos: estações convencionais e telemétricas automáticas.

### a) Estações convencionais

As estações fluviométricas convencionais são compostas por lances de réguas limnimétricas, cujos dados podem ser registrados por observadores, em cadernetas específicas, em duas leituras diárias, às 07:00h e 17:00h (ANA, 2012).



Figura 1- Estação Fluviométrica Divisa de Anitápolis (Minas Gerais)

Fonte: ANA (2012)

### b) Estações Automáticas com Transmissão Telemétrica

Segundo a ANA (2012), são estações nas quais os dados são obtidos por sensores automáticos, com o auxílio de uma Plataforma de Coleta de Dados e transmitidos remotamente para um banco de dados. Essas estações são constituídas dos seguintes componentes:

- Fonte de energia;
- *Datalogger*;
- Sensores;
- Sistemas de transmissão;
- Infraestrutura.

#### b.1) Fonte de energia

A fonte de energia é responsável pelo fornecimento de energia elétrica para o funcionamento da estação, como as estações são geralmente instaladas em locais



sem abastecimento de energia elétrica, normalmente as estações contam, com um sistema de alimentação solar composto de painel solar, controlador de carga e bateria (ANA, 2012).

### **b.2) Registrador eletrônico ou *Datalogger***

É o equipamento eletrônico responsável por controlar a aquisição de dados hidrológicos pelos sensores, processar e armazenar esses dados e gerenciar a sua transmissão remota (ANA, 2012).

A escolha do registrador depende em grande parte dos tipos de sensores que serão usados.

### **b.3) Sensores**

São equipamentos eletrônicos responsáveis pela aquisição de dados de nível e precipitação (incluindo-se nesta categoria os pluviômetros e pluviógrafos).

- **Sensores de Precipitação:** Encontram-se disponíveis no mercado diversos tipos de sensores de precipitação; segundo ANA (2012) os principais tipos são:

**Báscula (ou tipping bucket):** A precipitação incide no orifício externo de captação (entre 200 cm<sup>2</sup> e 500 cm<sup>2</sup>) e é conduzida para recipientes (básculas) montados em gangorra sobre um eixo. Cada vez que o recipiente de água precipitada atinge determinada massa, move o eixo, gerando um pulso que é registrado pelo *datalogger*.



Figura 2 – Pluviômetro de Báscula  
Fonte: Areiza *et al.* (2012)

Vantagens:

- Resistente;
- Fácil instalação/manutenção;
- Preço.

Desvantagens:

- Maiores erros para chuvas intensas ou muita baixa;
- Sujeito a entupimento do orifício de entrada de água;
- Requer calibração/aferição anual ou bi-anual.

**Balança:** Possui uma balança de precisão que pesa a massa de água precipitada no orifício externo de captação (entre 200 e 500 cm<sup>2</sup>) em intervalos estabelecidos ou a cada evento, para gerar dado que é registrado pelo *datalogger*.

Vantagens:

- Baixa incerteza de medição, não subestima chuva intensa;
- Pode ser utilizado em locais com alta incidência de neve e granizo;
- Sinal digital.

Desvantagens:

- Preço elevado;
- Requer calibração/aferição da balança;
- Manutenção difícil e mais cara que pluviômetros de báscula.

**Disdrômetro laser:** Utiliza diodo laser e fotodetector para registrar o tamanho e a velocidade da passagem de gotas de chuva, em um volume de ar determinado, pelo feixe de raio laser. Os principais tipos são '*Parsivel*' e '*Thies*'.

Vantagens:

- Precisão;
- Pode ser utilizado em locais com alta incidência de neve e granizo;
- Identificar o tipo de precipitação (chuva, neve, granizo, orvalho, etc);
- Além da quantidade de chuva ele também fornece uma estimativa da força de impacto da chuva, útil em estudos de compactação de solos;
- Não requer calibração;
- Fácil manutenção.

Desvantagens:

- Preço elevado;
- Impossibilidade de manutenção em campo e mesmo em laboratório;
- Caso apresente problemas estes somente poderão ser solucionados com o fabricante (estrangeiro).

**Disdrômetro de impacto:** Registra o tamanho e a velocidade da incidência de gotas de chuva em um volume de ar determinado, a partir do impacto em uma superfície sensível (sistema receptor), por meio de pulsos elétricos, micro-ondas, laser, etc.

Vantagens:

- Precisão;
- Pode ser utilizado em locais com alta incidência de neve e granizo;
- Além da quantidade de chuva ele também fornece uma estimativa da força de impacto da chuva, útil em estudos de compactação de solos;
- Não requer calibração;
- Fácil manutenção.

Desvantagens:

- Preço elevado;
- Este tipo de sensor vem associado a outros sensores meteorológicos como vento (utilizado também na medida da precipitação), pressão, temperatura e umidade. Impossibilidade de manutenção em campo e mesmo em laboratório;
- Caso apresente problemas estes somente poderão ser solucionados com o fabricante (estrangeiro).

- **Sensores de Nível:** Existem diversos tipos de sensores de nível disponíveis no mercado; de acordo com ANA (2012) os principais tipos são:

**Encoders acoplados flutuadores:** Sistema composto por um flutuador preso a um cabo com um contrapeso que passa por uma polia, geralmente instalado em um poço tranquilizador com dutos de comunicação com a água do corpo hídrico. O flutuador se movimenta em decorrência de alterações no nível do corpo hídrico, fazendo o eixo da polia girar. O movimento do eixo aciona detectores que geram pulsos. Desta forma é possível calcular o nível de uma superfície pela posição do

flutuador, através da adição de pulso no valor acumulado para uma direção de rotação, e através da subtração de pulsos, para a direção oposta.

Vantagens:

- Precisão;
- Estabilidade de longo termo;
- Requer pouca calibração;
- Não requer uso de material dissecante.

Desvantagens:

- Grande dificuldade de instalação, que necessita de uma estrutura de poços tranquilizadores;
- Dificuldade de manutenção;

**Transdutores de pressão não-submersíveis com sensores de borbulhamento:**

O sistema é composto por uma fonte de gás, ou ar comprimido, acoplada a um sensor (medidor pneumático) e a uma tubulação instalada no corpo hídrico, com uma válvula de saída (orifício) em sua extremidade. O gás ou ar é bombeado através do tubo, em intervalos de tempo ajustáveis, aumentando a pressão dentro do tubo até que esta pressão resultante corresponda à pressão hidrostática acima do tubo, ou seja, a pressão da coluna d'água do corpo hídrico. Desta forma, a pressão do tubo é medida pelo sensor, obtendo-se o nível d'água naquele momento, e registrada no *data logger*.

Vantagens:

- Precisão;
- Estabilidade de longo termo;
- Não necessita ser calibrado com frequência;
- Pode estar em contato com a água e sujeito à enchentes, sedimentação, ação de organismos aquáticos.

Desvantagens:

- Preço elevado;
- Requer bastante cuidado na instalação;
- Existem poucos fabricantes e vendedores deste tipo de equipamento;
- Maior consumo de energia.

**Transdutores de pressão submersíveis:** São compostos por uma membrana sensível e um sensor (geralmente piezoresistivo) acoplado a um circuito eletrônico, encapsulados na extremidade de um cabo. Os transdutores determinam o nível de água através da medida da pressão sobre o sensor submerso no corpo hídrico. A pressão é medida pela resistência elétrica gerada pelo sensor, em intervalos de tempo ajustáveis, por meio do circuito eletrônico, obtendo-se o nível d'água naquele momento, e registrado no *data logger*.

**Vantagens:**

- Maior precisão nas medidas;
- Maior vida útil;
- Maior facilidade para realizar a limpeza.

**Desvantagens:**

- Preço elevado;
- Menor precisão;
- Número reduzido de fabricante e revendedores.

**Sensores Ultra-sônico:** O sensor calcula o nível de água medindo o tempo gasto para uma onda sonora, emitida pelo sensor, ser refletiva na superfície da água e retornar ao aparelho. Para melhor estimar a velocidade do som no ar o sensor deve medir também a temperatura.

**Vantagens:**

- Estabilidade de longo termo;
- Não necessita ser calibrado com frequência;
- Não requer uso de material dissecante;
- Oferece maior segurança contra vandalismo;
- Por estar em contato com a água não está sujeito à enchentes, sedimentação, ação de organismos aquáticos.

**Desvantagens:**

- Necessita de uma estrutura fixa sobre o corpo de água para ser instalado;
- Dificuldade de instalação;

**Sensores Radar:** Similar ao sensor ultra-sônico, porém, ao invés de ondas sonoras o sensor emite ondas eletromagnéticas.

**Vantagens com relação ao sensor ultra-sônico:**

- As medições praticamente não são afetadas pela temperatura do ar;
- Maior alcance;
- Menor incerteza de medição.

**Desvantagens com relação ao sensor ultra-sônico:**

- Maior preço;
- Menor número de fabricantes.

### **1.3.2. Redes de radar meteorológico**

Os radares meteorológicos são ferramentas poderosas para o monitoramento e previsão devido à sua capacidade de caracterizar as nuvens de precipitação sobre uma grande área (Hill e Verjee, 2010). O radar é composto por quatro componentes básicos:

1. Transmissor onde o sinal de alta frequência é gerado;
2. Antena que envia e recebe os sinais;
3. Receptor que recebe, filtra e amplia o sinal de retorno;
4. Sistema de visualização que mostra na tela os alvos detectados.

O radar meteorológico é um sensor ativo que transmite pulsos de energia eletromagnética em intervalos de tempo regulares, concentrados em um feixe de pequena abertura através de uma antena rotativa. Os alvos iluminados pelo feixe do radar podem absorver parte desta energia e irradiá-la em diversas direções. A fração da energia que retorna ao Radar é medida pelo receptor e, conhecendo-se o intervalo de tempo entre a emissão e o retorno do eco, é possível determinar a distância do alvo (Hill e Verjee, 2010).

O radar meteorológico permite a obtenção de medidas provenientes do retorno dos alvos em tempo real com alta resolução espacial. A potência de retorno está relacionada com o espectro de gotas no volume iluminado e é denominado de refletividade. A partir deste espectro, pode-se determinar a taxa de precipitação ( $\text{mmh}^{-1}$ ), o conteúdo de água líquida ( $\text{gm}^{-2}$ ) e fator de refletividade ( $\text{mm}^6\text{m}^{-3}$ ) (Moreira, 2005).

Alguns radares meteorológicos também transmitem e recebem energia em duas polarizações diferentes (horizontal e vertical). Estes radares oferecem estimações mais precisas de precipitação de acordo com estudos realizados pelo Laboratório Nacional de Tormentas Severas do NOAA (Administração Nacional de Oceanos e Atmosfera).



Figura 3 – Radar meteorológico de São Paulo  
Fonte: FCTH (2015)

### 1.3.3. Redes de satélites

A missão de satélites meteorológicos geralmente é dupla: recolher dados observacionais como imagens infravermelhas e visíveis e difundir essa informação. Além disso, estes satélites desempenham um papel de comunicação para transmitir dados de múltiplas plataformas de Coleta de Dados, tais como informações fluviométricas e pluviométricas (Hill e Verjee, 2010).

Em muitas regiões com cobertura de radar insuficiente, os dados de satélites são o principal meio para fazer estimações de precipitação. Numerosos estudos realizados no campo da hidrometeorologia mostraram que a inclusão de dados de precipitação extrapolados a partir de imagens de satélites pode melhorar o horizonte das previsões de vazão (Bedient *et al.*, 2003; Joregeson e Julien, 2005; Araujo e Guetter, 2007; Shih *et al.*, 2014).

#### **1.4. Transmissão de dados para o sistema de alerta**

A transmissão dos dados em tempo real é ainda um desafio para muitas redes telemétricas. Atualmente são utilizadas principalmente a transmissão via rádio ou via satélite, cada uma com suas vantagens e desvantagens. A transmissão de dados por satélite sofre altos custos de transmissão, e uma baixa taxa de transmissão.

Uma forma de transmissão dos dados que tem emergido como alternativa bastante atraente é a transmissão por telefonia celular. Os custos de transmissão são relativamente baixos quando comparados à compra de um sistema de transmissão via satélite. Obviamente uma limitação ainda existente é a disponibilidade do sinal da operadora de celular em todos os locais onde se deseja instalar uma estação, seja ela de qualquer tipo. De qualquer forma, com o crescimento dos sistemas de telefonia celular em todo o Brasil, esta opção de transmissão deverá se tornar cada vez mais comum e capaz de fornecer dados em tempo real para redes hidrológicas e meteorológicas (Maggiotto *et al.*, 2007).

#### **1.5. Modelos Hidrológicos**

Experiências mostraram que a combinação de medidas estruturais e não-estruturais podem reduzir significativamente o risco de inundação. A previsão de inundações e sistemas de alerta baseados em modelos hidrológicos desempenha um papel importante na gestão dos riscos de inundações (Sabino *et al.*, 1999).

Os modelos hidrológicos têm sido ferramentas de apoio para vários estudos na área de recursos hídricos, evoluindo em uma interface de integração em que as vantagens de cada sistema podem ser potencializadas dentro de uma poderosa ferramenta para análise de bacias hidrográficas (Machado, 2002). Nos últimos anos, os modelos hidrológicos foram amplamente utilizados para a previsão de cheias (Saavedra *et al.*, 2003).

Os modelos hidrológicos para previsão de cheias são a simplificação de um sistema mais complexo, os processos naturais são descritos por equações matemáticas e os correspondentes parâmetros são derivados de observações e experiência (Bates e Townley, 1988).



## 1.6. Modelos usados em sistemas de alerta a cheias

Nos últimos anos, os modelos hidrológicos foram amplamente utilizados para a previsão de cheias. Diversos modelos se encontram em uso por todo o mundo.

Mine e Tucci (2002) apresentam um método de previsão de aflúências em combinação com a simulação da operação de uma usina hidrelétrica, para otimizar objetivos conflitantes: gerar energia e controlar cheias. O método proposto utiliza um modelo ARMA para a previsão de chuvas conjugada com uma abordagem que integra a modelagem estocástica (ARMA para previsão de vazões em bacias hidrográficas com grande armazenamento) e a modelagem determinística, com modelo semi-conceitual IPH II (bacias com resposta rápida). Este método foi utilizado em específico para o reservatório da UHE de Foz do Areia, no rio Iguaçu. Os resultados de comportamento das vazões previstas em tempo-real, para diversos horizontes, tanto em termos de volume, pico e tempo de pico foram bons para os eventos de 1982, 1983 e 1992, sendo 1983 a maior cheia registrada na região.

Oleyiblo (2010) avaliou o desempenho do modelo HEC-HMS para previsão de cheias. O modelo compreende três processos vitais: perda, transformação da chuva em vazão e fluxo de base. Cada elemento do modelo executa diversas funções do processo chuva-vazão. Os casos estudados foram as bacias hidrográficas dos rios Misai (797 km<sup>2</sup>) e *Wan'na* (869 km<sup>2</sup>) localizadas no sul da China. Para as avaliações dos resultados do modelo foram selecionadas 16 cheias que ocorreram durante o período de 1982 e 1988 na bacia do rio Misai e 15 cheias de 1987 e 2002 na bacia do rio *Wan'na*. Os resultados obtidos mostraram que o modelo previu com boa precisão a vazão de pico com base nos dados históricos disponíveis. Tanto o volume de cheia e tempo de pico foram bastante precisos.

Meller *et al.* (2012) avaliou um método para previsão por conjunto para cheias. Como estudo de caso foi utilizada a bacia do rio Paraopeba (12.150 km<sup>2</sup>) na região centro-sul do Estado de Minas Gerais (Brasil). O modelo hidrológico usado foi MGB-IPH (Modelo de Grandes Bacias) que é considerado um modelo hidrológico conceitual. Para as avaliações foram selecionados três períodos chuvosos (de outubro a abril) entre os anos de 2008 e 2011. As previsões foram realizadas com intervalo de tempo horário e horizonte de 72 h. Os resultados obtidos mostraram, de modo geral, uma superestimativa das previsões de vazão em relação às observações.

Lin *et al.* (2013) utilizaram o modelo *Support Vector Machine* (SVM) de duas etapas para previsão de cheias durante evento de tufões. Na primeira etapa, utilizaram o modelo para produzir prognósticos de chuvas, logo na segunda etapa, utilizaram a chuva prognosticada e a vazão observada para produzir a previsão de cheias. Como caso de estudo foi usada a bacia hidrográfica Wu (2.026 km<sup>2</sup>) no centro da Taiwan. Foram realizadas simulações para 16 eventos de tufão entre 1994 e 2008. Os resultados indicam o bom desempenho do modelo para previsão de cheias, especialmente para o tempo de 4 a 6 horas.

Calvetti *et al.* (2013) avaliaram as previsões por conjuntos realizadas em condição de cheias no rio Iguaçu. Foram realizadas simulações por conjuntos para 32 eventos de precipitação entre 2005 e 2010 que modificaram a vazão do rio Iguaçu na estação hidrométrica de União da Vitória. O modelo hidrológico chuva-vazão utilizado foi o *TopModel* que tem por base o armazenamento de água no solo com reservatórios interligados com diferentes tempos de armazenamento. Os resultados indicaram que o coeficiente de eficiência foi de 60% a 90%, com horizonte de até 48 horas.

Chen *et al.* (2013) avaliaram o potencial de um sistema de assimilação de dados em tempo real de previsão de inundações repentinas em pequenas bacias hidrográficas através da aplicabilidade do método *Ensemble Square-Root-Filter* (EnSRF), o qual foi acoplado a um modelo chuva-vazão conceitual amplamente utilizado chamado HyMOD. Para a validação, duas pequenas bacias hidrográficas *Cobb Creek* e *Chuzhou* localizadas nos Estados Unidos e China, respectivamente, foram utilizadas no estudo. Esse estudo demonstrou o benefício e a eficiência da implementação de assimilação de dados em um modelo hidrológico para melhorar a previsão de cheias repentinas sobre pequenas bacias, além de poder ser aplicado em sistemas de alerta em tempo real.

Shih *et al.* (2014) integraram um sistema hidro-meteorológico para gerar hidrogramas de cheias. Como estudo de caso foi utilizada a bacia hidrográfica Langyang (978 km<sup>2</sup>) situada no noroeste de Taiwan. Foi utilizado o modelo WASH123D e para a avaliação foi selecionado o Tufão *Nalgae*, que afetou Taiwan a partir de 30 de setembro até 03 de outubro de 2011. Os resultados das simulações indicam que parâmetros bem calibrados para o modelo hidrológico simplesmente não são suficientes para as previsões de cheias sequenciais.

Hao et al. (2015) avaliaram o modelo *Xinanjia* (XAJ) para o cálculo das vazões e pico de cheias. Como área de estudo foi utilizada a bacia do rio Chong (766 km<sup>2</sup>) no nordeste da China. Para a avaliação da adequação do modelo foram utilizados 16 eventos de inundações no período de 1975 a 2002. Os resultados mostraram que os parâmetros do modelo são capazes de proporcionar previsões confiáveis de cheias.

Nas previsões de cheias, utilizando o modelo chuva-vazão IPH II pode-se citar os trabalhos de Favoreto et al. (2003), Brun e Tucci (2001) e Silva (2006). Brun e Tucci (2001) aplicaram o modelo no reservatório de Ernestina, no rio Jacuí, para a previsão em tempo real do volume do reservatório, sendo os resultados considerados bons para a previsão dos eventos, apresentando coeficiente de eficiência igual a 0,95. Favoreto et al. (2003) aplicaram o modelo para o reservatório de Vossoroca, no rio São João (Paraná), encontrando pequenas diferenças entre o volume total escoado observado e o simulado, que variaram entre -1,3 a -0,2 %. Os mesmos autores ressaltam que a utilização de dados horários de precipitação e vazão poderia melhorar muito os resultados. Silva (2006) aplicou o modelo na bacia do rio Piracicaba, para dois eventos selecionados, os resultados apresentaram coeficientes de Nash-Sutcliffe entre 0,84 e 0,97.

## 2. MÉTODO

Neste capítulo apresenta-se as etapas de um sistema de alerta a Cheias e a descrição do modelo hidrológico escolhido para previsão de vazões neste trabalho.

### 2.1. Etapas

Para o desenvolvimento de um sistema de alerta contra cheias é preciso considerar as etapas apresentadas no fluxograma da Figura 4. De forma geral essas etapas foram apresentadas no item 1 e aqui estão particularizadas de forma resumida.

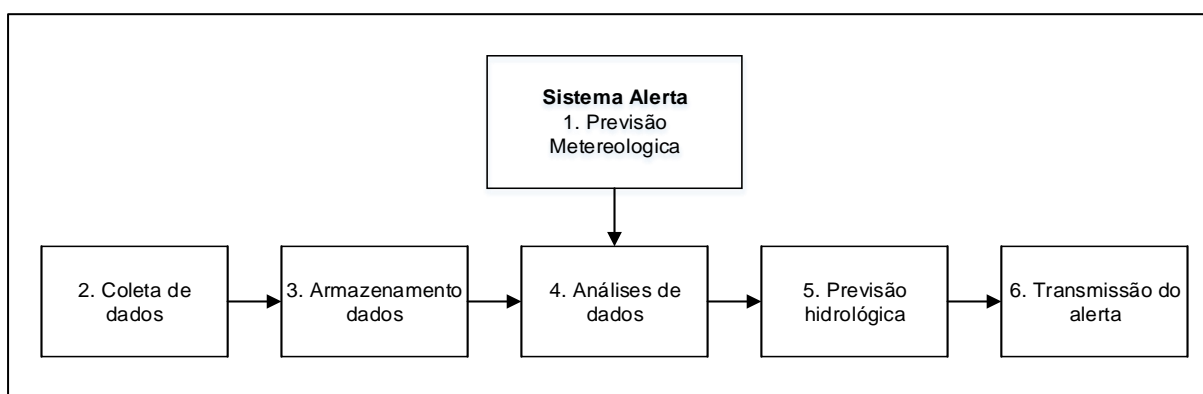


Figura 4 – Etapas de um Sistema de Alerta a Cheias (CPRM, 2015)

*Previsão Meteorológica:* corresponde a previsão de chuva em tempo real, fornecida pelos meteorologistas, com base em modelos climáticos regionais. Essas previsões são muito importantes para melhorar o alcance das previsões de vazão.

*Coleta de dados:* feita de forma automática, em tempo real, com base numa rede de monitoramento de variáveis hidrológicas (chuva e vazão) e variáveis meteorológicas (radiação solar, temperatura, umidade atmosférica, vento etc). Para que o Sistema de Alerta seja eficaz para o controle de cheias é preciso se ter uma boa rede de monitoramento de dados, com estações automáticas, que operem em tempo real.

*Armazenamento de dados:* os registros durante o alerta são armazenados em um banco de dados. A partir dele, são desenvolvidas diversas análises, através do traçado de cotagramas, fluviogramas e histogramas, o cálculo das vazões nas estações fluviométricas.

*Análise de dados:* é importante que seja desenvolvido um sistema de análise de consistência de dados em tempo real, sobretudo que permita verificar se os sensores estão descalibrados, para evitar a transmissão de falsos alertas ou a falta de alerta em eventos que precisam ser alertados.

*Previsão hidrológica:* feita com base em modelos de transformação chuva-vazão. Esta etapa constitui a parte de maior ênfase desta dissertação. O modelo escolhido para previsão de vazões em tempo real é o IPH II, que é apresentado em detalhes a seguir.

## **2.2. Previsão de vazões**

Esta etapa do desenvolvimento do sistema de alerta compreende: i) escolha do modelo chuva-vazão; ii) calibração; iii) verificação; e iv) previsão.

Como modelo determinístico, optou-se por usar o IPH II devido sua grande aplicação em bacias hidrográficas brasileiras e com resultados satisfatórios. Este modelo permite usar a previsão meteorológica da chuva para emitir um alerta a inundações para vários horizontes de previsão. O modelo foi desenvolvido pelo IPH/UFRGS (Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul), com o objetivo de permitir seu uso para projetos de engenharia em bacias rurais e urbanas. O modelo IPH II faz parte de uma família de modelos desenvolvidos pelo IPH, sendo um modelo determinístico - conceitual, para simulação chuva-vazão. O modelo IPH II tem como uma de suas características, ser um modelo simples, com a manipulação de um número mínimo de parâmetros.

O modelo IPH é composto dos seguintes algoritmos (Tucci e Campana, 1993; Tucci, 1998; Mine, 1998).

- \* Perdas através da evaporação e interceptação.
- \* Separação de escoamentos.
- \* Propagação dos escoamentos superficiais e subterrâneos.
- \* Otimização dos parâmetros (quando for de interesse do usuário).

Na sequência são apresentados os diversos algoritmos do modelo IPH II conforme, Mine (1998) na sua tese de doutorado.

### 2.2.1. Algoritmo de Perdas por Evaporação e Intercepção

A evaporação potencial é retirada da precipitação quando for inferior a esta e, em caso contrário, a evaporação potencial não satisfeita é atendida pelo reservatório de intercepção (cobertura vegetal e depressões). Quando este último reservatório está totalmente esgotado, o *déficit* de evaporação potencial passa a ser atendido pela água contida no solo, através da relação linear conforme Equação 1 e Figura 5a.

$$ES_t = \frac{EP_t \cdot S_t}{S_{max}} \quad (1)$$

onde:  $ES_t$  = evaporação do solo no tempo  $t$  (mm/h);  
 $EP_t$  = evaporação potencial no tempo  $t$  (mm/h);  
 $S_t$  = umidade do solo no tempo  $t$  (mm/h);  
 $S_{max}$  = teor máximo de umidade do solo (mm/h).

Quando a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por intercepção até que sua capacidade máxima  $R_{max}$  seja satisfeita (Figura 5 (b)). A precipitação restante é finalmente utilizada no algoritmo de infiltração para o cálculo dos volumes superficial e percolado. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada apenas superficialmente, sem passar pelo algoritmo de infiltração. O parâmetro utilizado para definir a porcentagem de área impermeável na bacia é representado por IMP.

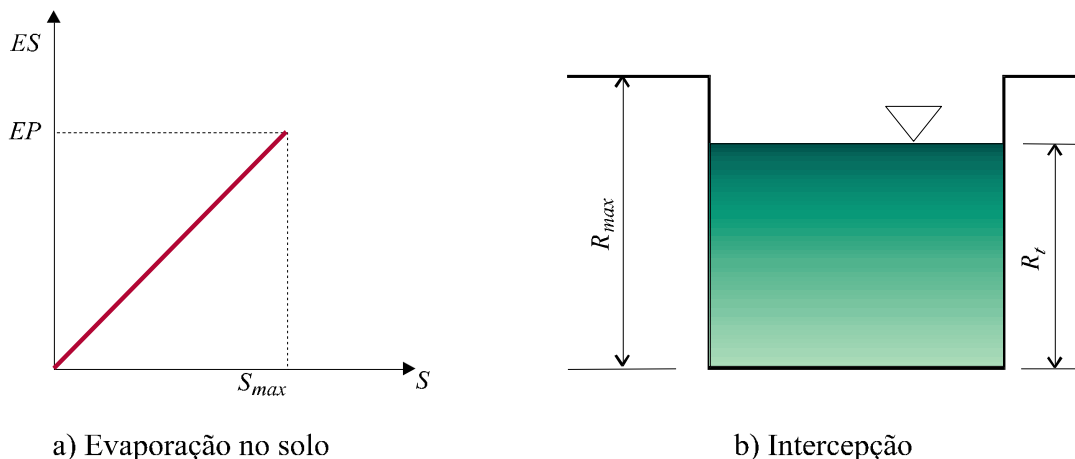


Figura 5 – Perdas por evaporação no solo e intercepção.  
 Fonte: Mine (1998)

### 2.2.2. Algoritmo de separação do escoamento

A infiltração pode ser obtida pela equação de Horton, Equação 2:

$$I = I_b + (I_o - I_b)h^t \quad (2)$$

Onde:  $h = e^{-k}$

$I$  = capacidade de infiltração no tempo  $t$  (mm/h);

$I_b$  = capacidade de infiltração mínima (mm/h);

$I_o$  = capacidade de infiltração para  $t = 0$  (mm/h);

$k$  = parâmetro empírico relacionado ao tipo de solo (adimensional);

$e$  = base dos logaritmos neperianos (adimensional).

A percolação da camada superior do solo ( $T$ ) é definida pela Equação 3:

$$T = I_b(1 - h^t) \quad (3)$$

A equação da continuidade, aplicada à zona superior do solo, conforme Figura 6 é expressa na Equação 4.

$$\frac{dS}{dt} = I - T \quad (4)$$

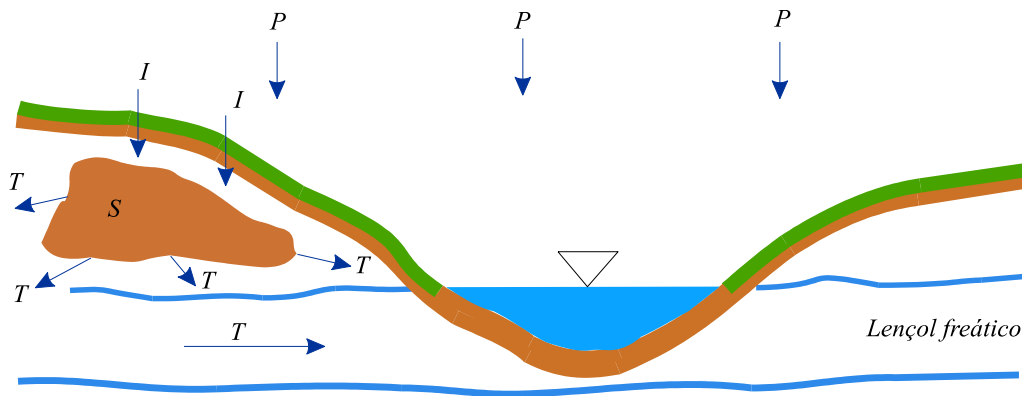


Figura 6 – Continuidade na camada superior do solo.

Fonte: Mine (1998)

Substituindo as Equações 2 e 3 na Equação 4 e integrando, resulta na Equação 5:

$$S = S_o + \frac{I_o}{\ln h} (h^t - 1) \quad (5)$$

onde:  $S$  = Armazenamento (mm);

$S_o$  = estado de umidade do solo quando inicia a percolação (mm);

$I_o$  = capacidade de infiltração correspondente (mm).

Isolando o termo  $h^t$  nas Equações 2 e 3 e substituindo na Equação 5, resultam as Equações 6 e 7 para o algoritmo de infiltração que está representado esquematicamente na Figura 7.

$$S = a_i + b_i I \quad (6)$$

$$S = a_t + b_t T \quad (7)$$

onde:  $a_i = \frac{-I_o^2}{\ln h(I_o - I_b)}$

$$a_t = 0$$

$$b_i = \frac{I_o}{\ln h(I_o - I_b)}$$

$$b_t = \frac{-I_o}{\ln h \times I_b}$$

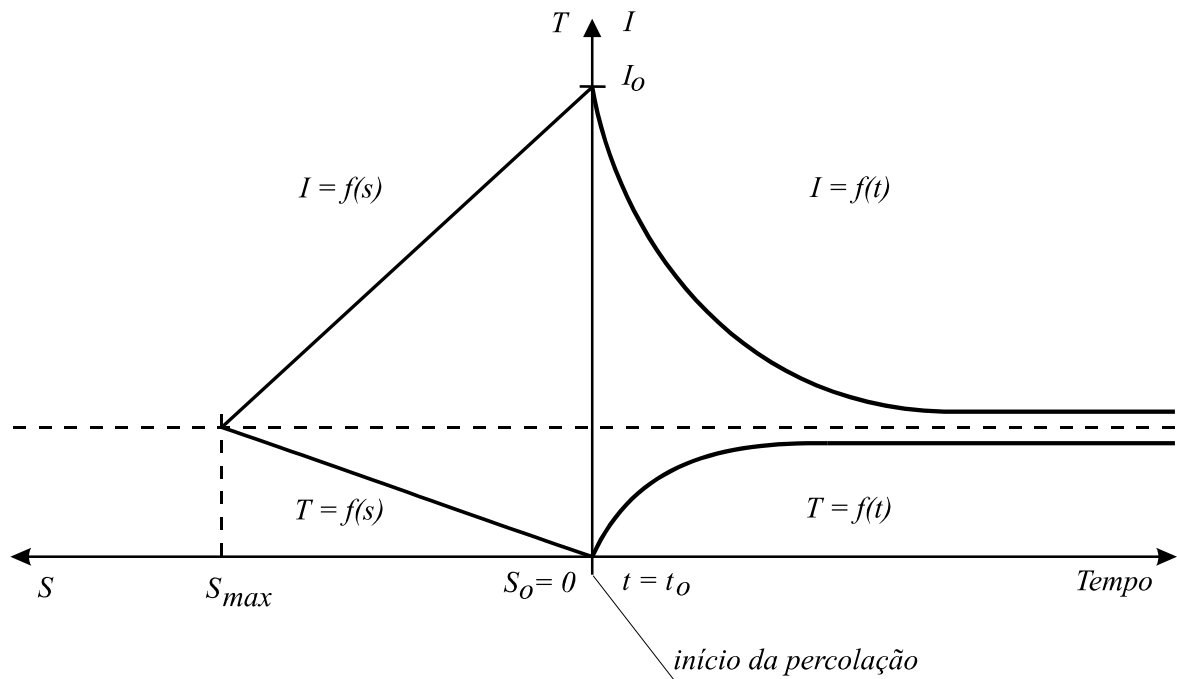


Figura 7- Representação gráfica das funções do algoritmo de Berthelot de infiltração e percolação

Fonte: Mine (1998)



Duas situações podem ocorrer no cálculo dos volumes superficial e percolado, sendo que uma delas compreende duas alternativas. A precipitação utilizada em todos os cálculos é a que resulta da aplicação do algoritmo de perdas.

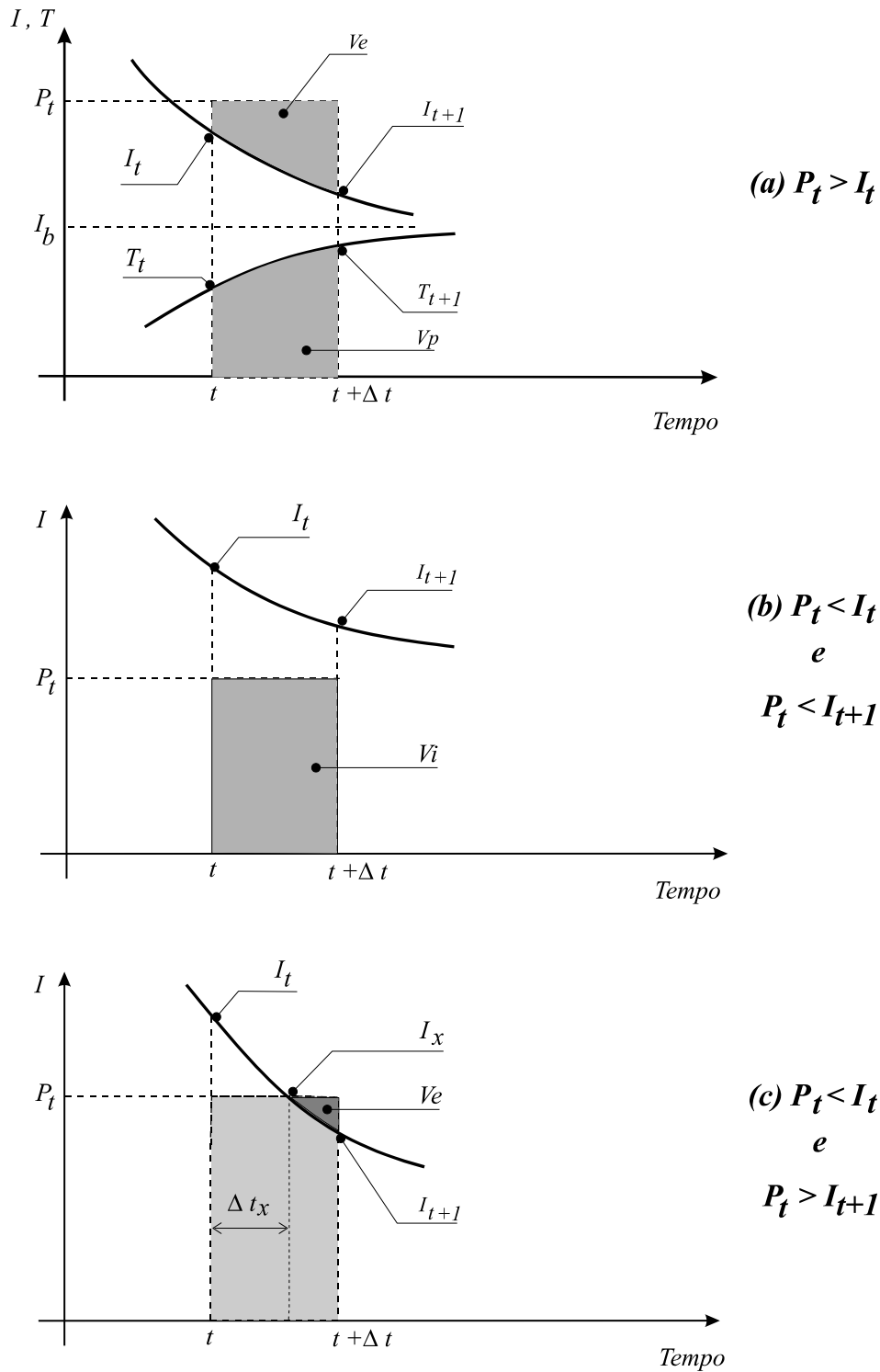


Figura 8 – Situações contempladas no algoritmo de infiltração e percolação.  
Fonte: Mine (1998)

- 1) A precipitação é maior do que a capacidade de infiltração  $I_t$  conforme esquematizado na Figura 8a  $I_{t+1}$ ,  $S_{t+1}$  e  $T_{t+1}$  são calculados pelas Equações 2, 6 e 7 respectivamente. Os volumes superficial e percolado são determinados pelas equações 8 e 9; obtidas respectivamente da diferença entre volume precipitado e infiltrado, este último resultante da integração da equação de Horton e da integração da Equação 3.

$$V_e = (P - I_b)\Delta t - \frac{(I_t - I_b)}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \quad (8)$$

$$V_p = I_b\Delta t + \frac{T_{t+1} - T_t}{\ln h} \quad (9)$$

- 2) A precipitação é menor do que a capacidade de infiltração  $I_t$ . Neste caso, o cálculo da capacidade de infiltração no fim do período é feito utilizando-se a Equação 6. Para isso, no entanto, utiliza-se primeiramente a Equação 11 oriunda da resolução do sistema formado pelas Equações 7 e 10.

$$S_{t+1} = S_t + P\Delta t - \frac{(T_{t+1} + T_t)}{2} \Delta t \quad (10)$$

$$S_{t+1} = \frac{S_t \left( 2 - \frac{\Delta t}{b_t} \right) + 2\Delta t P}{\left( 2 + \frac{\Delta t}{b_t} \right)} \quad (11)$$

Nesta situação duas alternativas podem se apresentar:

- 2.1)  $I_{t+1} > P$ , utiliza-se a Equação 12, resultante da Equação 10 e a representação esquemática é dada pela figura 8 b.

$$V_p = P\Delta t - S_{t+1} + S_t \quad (12)$$

- 2.2)  $I_{t+1} < P$ , utiliza-se a equação 9 e a representação esquemática é dada pela figura 8c. Neste caso, deve-se dividir o intervalo  $\Delta t$  em duas partes, sendo  $\Delta t_x$ , a duração do primeiro subintervalo, do qual  $I_x = P$ . Após o cálculo de  $S_x$  e  $T_x$ , através do mesmo procedimento seguido no caso de  $I_{t+1} > P$ , extrai-se o valor de  $\Delta t_x$  da Equação 10, obtendo-se a Equação 13.

$$\Delta t_x = \frac{2b_t(S_x - S_t)}{2b_tP - S_x - S_t} \quad (13)$$

O volume escoado superficialmente no primeiro subintervalo será nulo, e o valor percolado resultará do uso da Equação 12.

Para o segundo sub-intervalo valem as mesmas considerações feitas para o caso de  $I_{t+1} < P$ .

### 2.2.3. Propagação Superficial e Subterrânea

A propagação do volume superficial, determinada pelo algoritmo anterior, é feita até a seção principal da bacia pelo modelo Clark (1945) que utiliza o histograma tempo-área (HTA) para representar o efeito de translação presente na Figura 9.

$$P_t = \sum_{i=1}^t V e_{t-i+1} f_i \quad (14)$$

onde:  $P_t$  = precipitação efetiva ( $\text{mmh}^{-1}$ );

$V e_{t-i+1}$  = volume escoado superficialmente ( $\text{mmh}^{-1}$ );

$f_i$  = ordenada  $i$  do histograma tempo-área (adimensional).

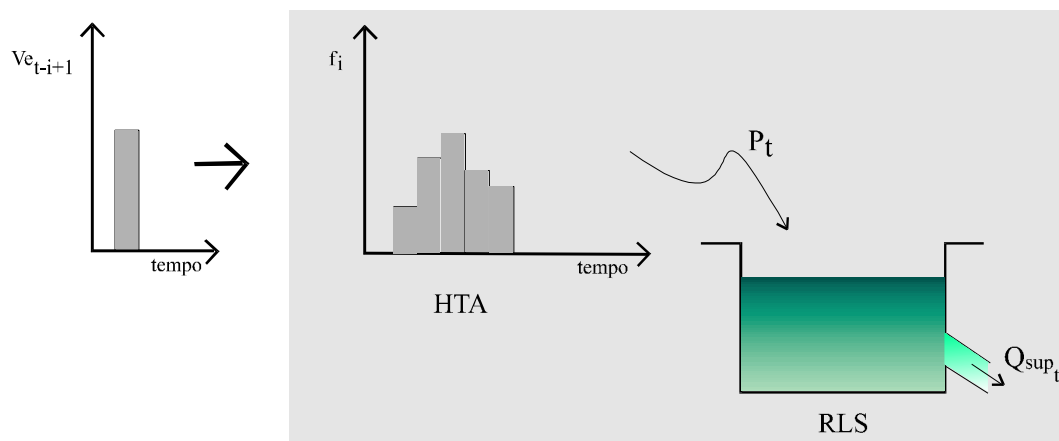


Figura 9 – Ilustração do modelo Clark.

Fonte: Mine (1998)

O histograma tempo-área pode ser determinado através do conhecimento detalhado da bacia hidrográfica. Quando não existem informações suficientes para tanto, pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético, que é obtido admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distância do ponto em estudo à seção

principal. Considera-se a área de contribuição relacionada ao tempo de percurso pelas seguintes equações:

$$A_c = \alpha T' \quad \text{para} \quad 0 < T' < 1/2$$

$$A_c = \alpha(1 - T')^n \quad \text{para} \quad 1/2 < T' < 1$$

onde:  $A_c$  = área contribuinte acumulada expressa relativamente à área total;

$T'$  = tempo em unidades do tempo de concentração  $t_c$  (h);

$n$  = coeficiente que varia com a forma da bacia (adimensional);

$\alpha = 0,5^{1-n}$  (adimensional)

O histograma tempo-área é dividido em  $k$  intervalos onde as ordenadas são:

$$f_i = (A_{c_i} - A_{c_{i-1}}) \quad \text{para} \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Para levar em conta o efeito do armazenamento, o hidrograma resultante do uso do histograma tempo-área é simulado através de um reservatório linear simples que considera a Equação 15.

$$S = K'Q \quad (15)$$

onde:  $S$  = armazenamento de um reservatório fictício (mm);

$K'$  = parâmetro do reservatório ( $h^{-1}$ ).

$Q$  = vazão de saída do reservatório fictício ( $mmh^{-1}$ ).

Combinando a equação da continuidade, dada abaixo, com a Equação 15, resulta a Equação 16.

$$\frac{dS}{dt} = I' - Q$$

onde:  $I'$  = vazão de entrada no reservatório fictício ( $mmh^{-1}$ )

$$K' \frac{dQ}{dt} + Q = I' \quad (16)$$

A solução da Equação 16 para um impulso unitário instantâneo é:

$$q(t) = \frac{1}{K'} e^{-t/K'} \quad (17)$$

onde:  $q(t)$  = ordenadas do hidrograma unitário instantâneo .

Para a propagação do escoamento superficial, utilizando-se a equação de convolução, onde o hidrograma unitário instantâneo é dado pela equação (17) e as entradas são precipitações em intervalos discretos  $\Delta t$ , resulta para a vazão expressão dada pela Equação 18.

$$Q_{\text{sup}_t} = Q_{\text{sup}_{t-1}} e^{-\Delta t / K_{\text{sup}}} + P_t (1 - e^{-\Delta t / K_{\text{sup}}}) \quad (18)$$

onde:  $Q_{\text{sup}_t}$  = vazão de escoamento superficial no tempo  $t$  ( $\text{mmh}^{-1}$ ).

$K_{\text{sup}}$  = constante de recessão do escoamento superficial (h).

$P_t$  = precipitação efetiva no tempo  $t$  obtida a partir da Equação 14 ( $\text{mmh}^{-1}$ ).

A propagação do escoamento subterrâneo é calculada pela equação (18) com parâmetro  $K_{\text{sub}}$  (coeficiente de recessão) sendo que, neste caso, a entrada para o aquífero é o volume percolado  $V_{pt}$  utilizado na Equação 18 em substituição a  $P_t$ .

Pode-se observar que para o caso de escoamento subterrâneo, quando  $V_{pt}$  é muito pequeno, a Equação 18 com parâmetros e variáveis apropriadas converge para a equação de depleção do escoamento no sub-solo, conforme abaixo.

$$Q_{\text{sub}_t} = Q_{\text{sub}_{t-1}} e^{-\Delta t / K_{\text{sub}}}$$

#### 2.2.4. Fluxograma e parâmetros

O fluxograma do modelo é apresentado na Figura 10, e representa o processo de cálculo em um intervalo de tempo. Os parâmetros utilizados no modelo estão sumarizados na tabela 1. O valor de  $S_{\text{max}}$  é obtido pelo uso da Equação 6 para  $I = I_b$ , ou seja, quando o solo atinge o grau de saturação, resultando, portanto

$$S_{\text{max}} = \frac{-I_0}{\ln h} \quad (19)$$

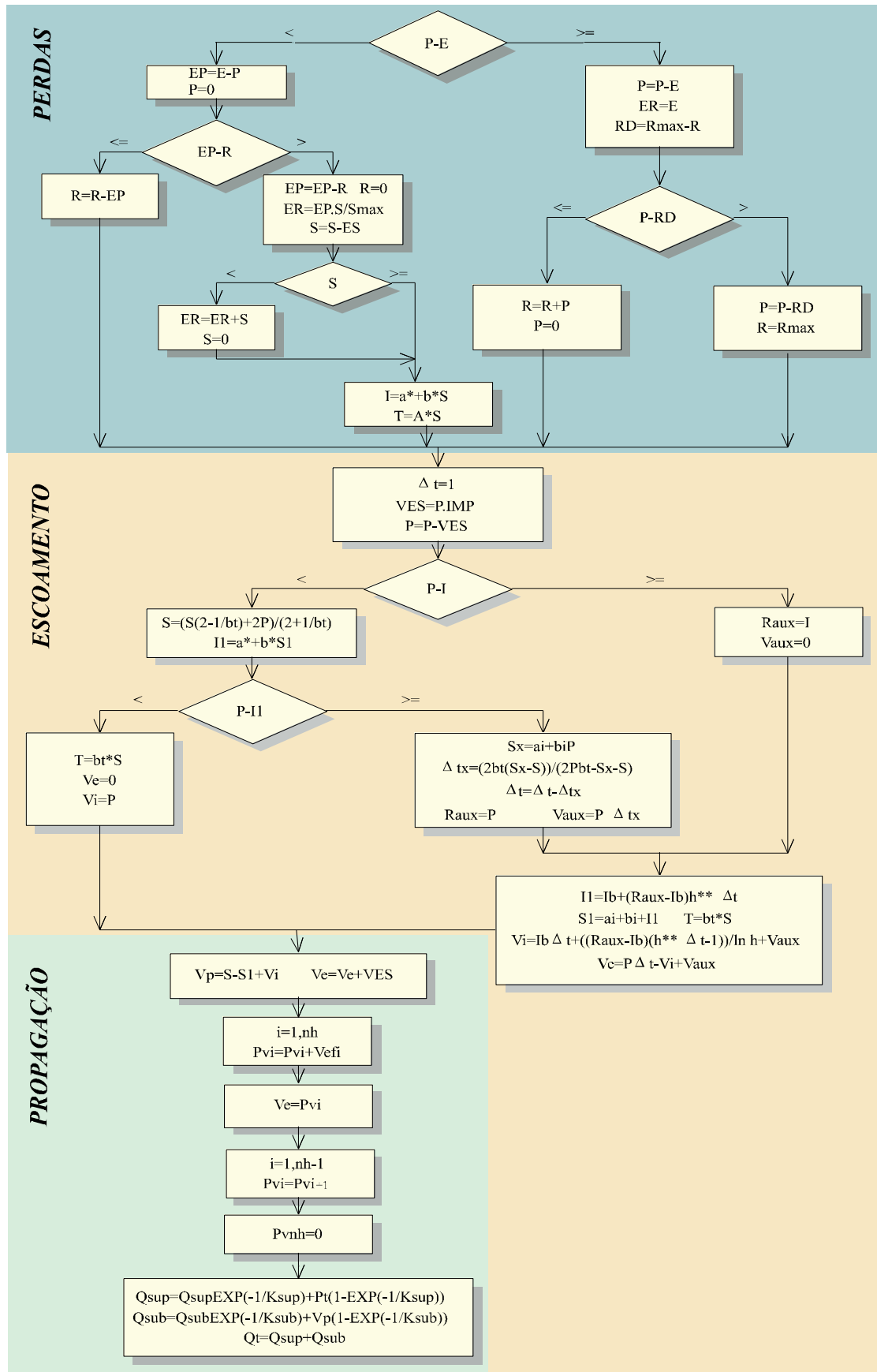


Figura 10– Fluxograma do modelo IPH II.  
Fonte: Mine (1998)

Tabela 1- Parâmetros do modelo IPH II

Parâmetro	Descrição	Unidades
$R_{max}$	Capacidade máx. do reservatório de interceptação	mm
$S_{max}$	Teor máximo de umidade do solo	mm
$I_o$	Capacidade de infiltração para $t=0$	mm h <sup>-1</sup>
$I_b$	Capacidade de infiltração mínima	mm h <sup>-1</sup>
$k$ ou $h$	Parâmetro empírico função do tipo de solo	h <sup>-1</sup> ou adimen.
$t_p$	Tempo de percurso	h
$K_{sup}$	Coef. de recessão do escoamento superficial	h
$K_{sub}$	Coef. de recessão do escoamento subterrâneo	h
IMP	Porcentagem de área impermeável	%

Dos parâmetros a serem ajustados, o coeficiente de depleção do escoamento subterrâneo  $K_{sub}$  pode ser estimado a partir da recessão dos hidrogramas observados. Este parâmetro é muito pouco sensível, principalmente para simulação de cheias isoladas. O parâmetro  $R_{max}$  também é pouco sensível e pode ser facilmente ajustado através da análise dos volumes observados e simulados pelo modelo. Na realidade restam quatro parâmetros mais sensíveis para o ajuste:  $I_o$ ,  $I_b$ ,  $h$  e  $K_{sup}$ . Este último representa o tempo (em número de intervalos) entre o centro do hietograma (após a aplicação do histograma tempo-área) e o centro de massa do hidrograma. A tabela 2 apresenta as variáveis usadas no processo de transformação chuva-vazão no modelo IPH II (Mine, 1998).

Tucci (1987) apresenta as seguintes considerações sobre o modelo IPH II: i) representa os principais fenômenos do processo chuva-vazão na bacia, isto é, perdas por interceptação (vegetação e depressões) e evaporação, infiltração e escoamento superficial e subterrâneo; ii) a variável utilizada na interceptação é o volume  $R$ , retido no reservatório num dado instante, e o parâmetro correspondente  $R_{max}$  é a capacidade máxima deste reservatório; iii) no algoritmo de evaporação, as variáveis de entrada são a precipitação e a evaporação potencial; iv) a evaporação real é calculada em função do estado de umidade do solo e da sua capacidade máxima  $S_{max}$ , em função dos outros parâmetros; v) a capacidade de infiltração  $I_t$  e o volume retido no solo  $S_t$  são as variáveis e  $I_o$ ,  $I_b$  e  $h$  os parâmetros envolvidos no algoritmo de infiltração; vi)

$K_{sup}$  e  $K_{sub}$  são os parâmetros nos escoamentos superficial e subterrâneo; vii) o tempo de percurso  $t_p$  pode ser um parâmetro de ajuste; viii) os parâmetros a serem ajustados são  $R_{max}$ ,  $I_o$ ,  $h$ ,  $I_b$ ,  $K_{sup}$ ,  $K_{sub}$  e  $t_p$ ; ix) o modelo permite o início da simulação sem grandes erros, após um período sem chuvas superior ao tempo de concentração da bacia, não havendo a necessidade de três a seis meses de simulação para inicialização; x) os parâmetros que apresentam maior sensibilidade são:  $I_o$ ,  $h$ ,  $K_{sup}$  e  $t_p$ , eventualmente  $R_{max}$ , no caso de estudos de eventos isolados; xi) o ajuste manual dos parâmetros depende da sensibilidade adquirida pelo hidrólogo; xii) para bacias onde não existem dados, é possível usar valores dos parâmetros encontrados na literatura, embora as incertezas possam ser grandes; xiii) o tempo de percurso pode ser dependente da vazão máxima do hidrograma, o que é razoável, tendo em vista que o escoamento superficial não é um processo linear; xiv) a principal desvantagem do modelo é o empirismo dos parâmetros, encontrado na maioria dos modelos hidrológicos.

Tabela 2 - Variáveis usadas no processo chuva-vazão no modelo IPH II

Variáveis	Descrição	Unidades
$P$	precipitação	mm
$E$	evaporação	mm
$R$	intercepção	mm
$a_i^*$	$-a_i / b_i$	mm h <sup>-1</sup>
$b_i^*$	$1 / b_i$	adimensional
$a_i$	definido no texto	mm h <sup>-1</sup>
$b_i$	definido no texto	adimensional
$b_t$	definido no texto	adimensional
$A$	$1 / b_t$	adimensional
$I$	capacidade de infiltração	mm h <sup>-1</sup>
$S$	armazenamento	mm
$T$	percolação	mm h <sup>-1</sup>
$V_e$	volume superficial	mm
$V_p$	volume percolado	mm
$V_i$	volume infiltrado	mm
$\Delta t$	intervalo de tempo	h
$Q_{sup}$	vazão superficial	mm h <sup>-1</sup>
$Q_{sub}$	vazão subterrânea	mm h <sup>-1</sup>
$Q_t$	vazão total	mm h <sup>-1</sup>
$f_i$	ordenada i do histograma tempo-área	adimensional
$P_{ei}$	chuva efetiva	mm h <sup>-1</sup>



### 3. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo apresenta uma descrição da área de estudo, onde são expostas algumas características da bacia hidrográfica, tais como clima, relevo e uso do solo. Na sequência é apresentado a localização das estações hidrometeorológicas, da qual se obteve os dados utilizados neste trabalho. Ainda referente às informações hidrometeorológicas, é mostrado a variabilidade especial da chuva, assim como os métodos para cálculo da precipitação média e evapotranspiração potencial.

#### 3.1. Características Gerais

A bacia do rio Barigui localiza-se na Região Metropolitana de Curitiba (RMC) formada por uma área de 264,88 km<sup>2</sup>, entre as coordenadas geográficas 25° 13' 24" e 25° 38' 23" Sul e 49° 15' 00" e 49° 22' 29" Oeste, estendendo-se no sentido norte-sul através dos municípios de Almirante Tamandaré, Curitiba e Araucária, em uma extensão de 67 km entre suas nascentes e a foz no rio Iguaçu. A Figura 11 apresenta a localização da bacia do Barigui.

O clima regional, segundo a classificação de Koeppen, é do tipo Cfb - temperado, com verões frescos, geadas frequentes, sem estação seca definida, com temperatura média de longo período de 16,7 °C No quadrimestre mais frio (maio a agosto), as temperaturas médias mensais variam de 10,6°C a 16,7°C e nos meses mais quentes, de dezembro a março, as temperaturas médias mensais variam de 17°C a 23°C. A precipitação média anual é de 1400 mm, os meses de maior precipitação coincidem com o verão, os valores são, em média, pelo menos duas vezes maiores que os dos meses mais secos (inverno), sendo julho ou agosto os meses de menor precipitação média. Em Curitiba, em média, 51% de dias do ano são chuvosos, nos meses de verão apresentam a maior incidência de dias chuvosos (60%), enquanto no inverno o percentual de dias chuvosos cai para 43%. As velocidades médias mensais de vento variam ao longo do ano, de 1,9 m/s até 2,8 m/s, com uma média anual de 2,4 m/s e as direções predominantes são leste (E) e nordeste (NE). As umidades relativas variam de 79% em agosto até 83% em fevereiro, março, abril e maio, com uma média de longo período de 81,5%. As horas de insolação médias variam de 4,5 horas em setembro até 6,1 horas em janeiro, com uma média de 5,4 horas (Moreira, 2005; Projeto Barigui, 2003).

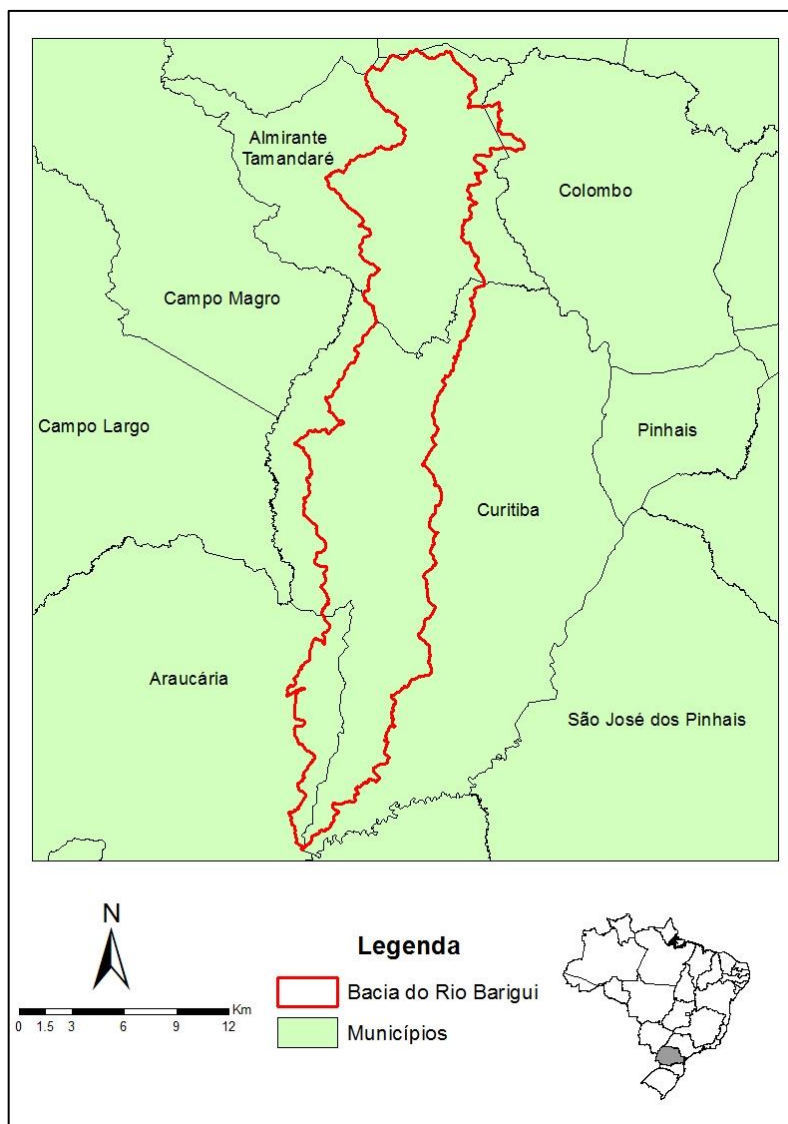


Figura 11- Localização da bacia do rio Barigui.

A bacia do rio Barigui apresenta uma paisagem suavemente ondulada nos terrenos da formação Guabirotuba e um relevo abrupto nas regiões onde predominam rochas Pré-Cambrianas. A maior parte da bacia apresenta altitudes em torno de 900 m sobre o nível do mar. As maiores altitudes encontram-se no limite norte da bacia, atingindo o máximo de 1210 m sobre o nível do mar na serra de Betara, município de Almirante Tamandaré, próximo à divisa com o município de Rio Branco do Sul. As altitudes mínimas ficam em torno de 800 m sobre o nível do mar, junto ao leito do rio Barigui, no trecho que serve como divisa intermunicipal Araucária - Curitiba. O desnível aproximado do rio Barigui desde suas nascentes até sua foz é de 97m (Projeto Barigui, 2003).

Atualmente na região norte da bacia, pertencente ao município de Almirante Tamandaré, predomina o uso rural do solo, com a ocorrência de núcleos urbanos dispersos, estando entre eles a cidade de Almirante Tamandaré. Na região média da bacia, que contém parte do município de Curitiba, a ocupação urbana é preponderante, com predominância dos usos residencial, comercial e serviços.

Mais ao sul, o rio Barigui delimita a divisa entre os municípios de Curitiba e Araucária. Nesta região predomina o uso industrial, localizando-se a Cidade Industrial de Curitiba, parte da Cidade Industrial de Araucária, a Refinaria da Petrobrás, entre outras. Na Figura 12, mostra-se a ocupação do solo e a distribuição urbana sobre a bacia (Projeto Barigui, 2003).

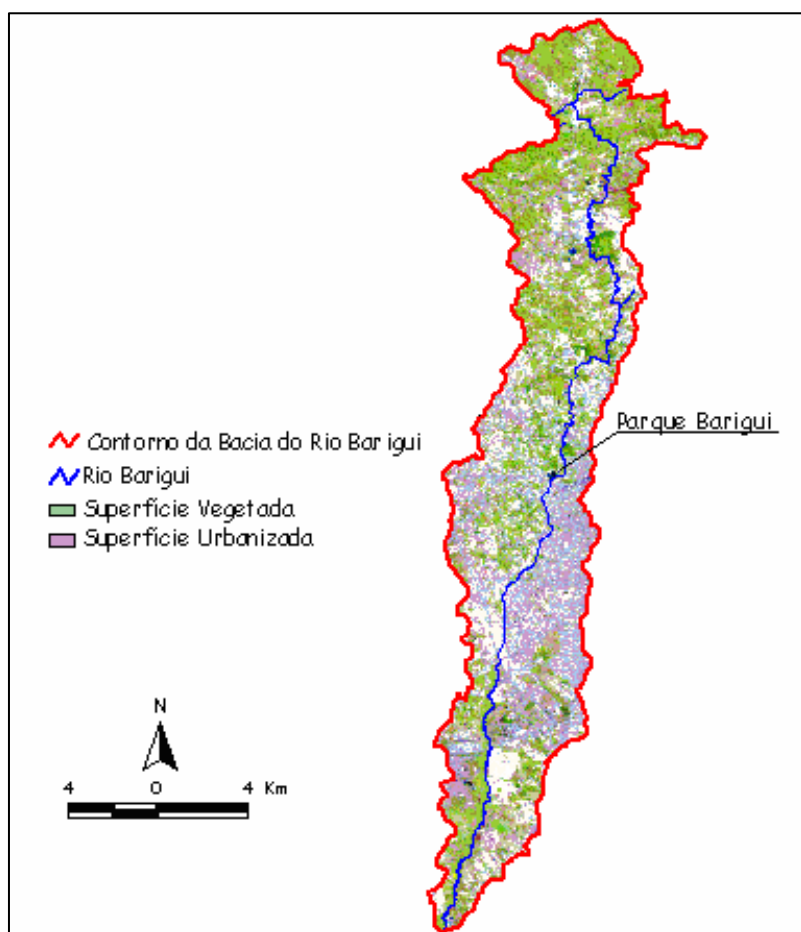


Figura 12 - Uso e ocupação do solo da bacia do Barigui  
Fonte: Fill *et al.* (2002)

As atividades industriais na bacia são bastante diversificadas, sendo encontrados diversos gêneros. Os principais são: produtos de minerais não metálicos; metalúrgica; mecânica; material elétrico e de comunicações; material de transporte;

madeira; mobiliário; papel e papelão; borracha; couros, peles e produtos similares; química; produtos farmacêuticos e veterinários; perfumaria, sabões e velas; produtos de matérias plásticas; têxtil; vestuário, calçados e artefatos de tecidos; produtos alimentares; bebidas; fumo; editorial e gráfica. A extremidade jusante da bacia do rio Barigüi é de uso predominantemente rural (Projeto Barigui, 2003).

As áreas com vegetação densa aparecem principalmente ao norte da bacia, a vegetação é basicamente de florestas caducifolia, subtropical com Araucária angustifolia, bracatinga, mata pluvial tropical-subtropical e campos (Projeto Barigui, 2003).

### 3.2. Estações Hidrometeorológicas

Os dados de entrada para o modelo IPH II nas fases de calibração, verificação e previsão são: chuva, evapotranspiração, vazão. Para o desenvolvimento deste trabalho foram selecionados sete postos pluviométricos (Almirante Tamandaré, Juruqui, Curitiba, Prado Velho, Barragem Sanepar, Araucária e Ponte da Caximba) e a estação fluviométrica da Ponte da Caximba, conforme indicado na Tabela 3 e Figura 13. Os critérios para a seleção dos postos pluviométricos foram: estações que formem um conjunto com o máximo período de dados em comum (1985-2014); e a boa distribuição espacial na bacia hidrográfica.

Tabela 3 - Estações Hidrometeorológicas

<i><b>Estação</b></i>	<i><b>Código</b></i>	<i><b>Tipo</b></i>	<i><b>Localização</b></i>	
			<i><b>Latitude</b></i>	<i><b>Longitude</b></i>
Ponte da Caximba	65019700	Fluviométrica	25°27' S	49°15' W
Almirante Tamandaré	2549100	Pluviométrica	25°19' S	49°18' W
Curitiba	2549006	Pluviométrica	25°26' S	49°16' W
Prado Velho	2549075	Pluviométrica	25°27' S	49°15' W
Juruqui	2549077	Pluviométrica	25°21' S	49°20' W
Barragem Sanepar	2549081	Pluviométrica	25°32' S	49°23' W
Ponte da Caximba	2549120	Pluviométrica	25°27' S	49°15' W
Araucária	2549116	Pluviométrica	25°36' S	49°24' W

### 3.3. Seleção de eventos

Selecionou-se para o estudo onze eventos representativos de cheias ocorridas na bacia hidrográfica. Destes eventos, cinco foram utilizados para a calibração, quatro

para a verificação e dois para previsão, conforme apresentado na tabela 4, juntamente com o período do evento, a duração em horas e a vazão de pico.



Figura 13 – Localização das estações pluviométricas.

Tabela 4 – Eventos selecionados

Calibração					
Evento	Período	Duração (horas)	Total Precipitado (mm)	Tempo de Pico (hr)	Vazão de pico (m³/s)
1	03/10/2005	144	67,2	48	1193,7
	09/10/2005				
2	18/11/2009	96	39,7	48	1517,4
	22/11/2009				
3	25/12/2009	96	13,4	48	1178,1
	29/12/2009				
4	03/03/2010	144	57,5	72	1088,4
	09/03/2010				
5	05/05/2010	144	62,9	72	1283,4
	11/05/2010				
Verificação					
Evento	Período	Duração (horas)	Total Precipitado (mm)	Tempo de Pico (hr)	Vazão de pico (m³/s)
6	28/08/2005	144	93,1	72	1193,7
	03/09/2005				
7	17/05/2007	96	81,3	72	1154,7
	21/05/2007				
8	21/09/2009	120	75,3	48	1856,7
	26/09/2009				
9	13/10/2009	96	49,9	48	1045,5
	17/10/2009				
Previsão					
Evento	Período	Duração (horas)	Total Precipitado (mm)	Tempo de Pico (hr)	Vazão de pico (m³/s)
10	10/01/2010	72	51,1	48	1361,4
	12/01/2010				
11	21/04/2010	120	45,5	48	1271,7
	23/04/2010				

### 3.4. Dados Pluviométricos e Fluviométricos

Para estudo dos eventos selecionados utilizou-se como estação principal fluviométrica a Ponte da Caximba, Nas Figuras A.1 a A.11 e nas Tabelas A-1 a A-11

no Apêndice A, apresentam-se a vazão e as precipitações diárias por evento e por estação.

### 3.4.1. Variabilidade espacial da chuva

Analizou-se a variabilidade e tendências das chuvas na bacia do rio Barigui para cada evento selecionado, baseado no centro de gravidade da precipitação, que consiste em um algoritmo de localização da precipitação predominante da bacia em um plano cartesiano, com relação à estação fluviométrica (Ponte Caximba) como ponto de origem para cada intervalo de tempo, conforme equações abaixo:

$$X_{cg} = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_i}, \quad Y_{cg} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Onde:  $X_{CG}$  = coordenada  $x$  (eixo horizontal) do centro de gravidade (m);

$Y_{CG}$  = coordenada  $y$  (eixo vertical) do centro de gravidade (m);

$x_i$  = coordenada  $x$  da *iésima* estação pluviométrica (m);

$y_i$  = coordenada  $y$  da *iésima* estação pluviométrica (m);

$P_i$  = precipitação da *iésima* estação (mm).

Tabela 5 – Estações hidrometeorológicas com coordenadas UTM e cartesianas.

Estações	Coordenadas UTM (m)		Coordenadas cartesianas (m)	
	X	Y	X	Y
Ponte Caximba	665.674,8	7.165.735,2	0,0	0,0
Araucária	660.870,4	7.167.579,0	-4.804,4	1.843,8
Barragem Sanepar	661.847,6	7.174.521,7	-3.827,3	8.786,5
Prado Velho	675.960,8	7.184.067,9	10.285,9	18.332,7
Curitiba	674.308,6	7.185.935,9	8.633,8	20.200,7
Juruqui	666.569,4	7.195.050,6	894,6	29.315,4
Almirante Tamandaré	671.120,3	7.198.901,7	5.445,4	33.166,5

Na Tabela 5 apresentam-se as estações com coordenadas UTM e cartesianas. Nas Figuras B.1 a B.11 no Apêndice B, apresentam-se as coordenadas

do centro gravidade da precipitação em um plano cartesiano que representa a bacia do rio Barigui para cada evento selecionado. Da análise destes gráficos observa-se que em geral, a direção das chuvas, que geram as vazões de pico, vão em sentido do montante para jusante e as maiores precipitações concentram-se ao norte da bacia hidrográfica.

### 3.4.2. Precipitação média na Bacia

Sendo um modelo hidrológico concentrado, o IPH II não considera a variabilidade espacial da chuva na bacia hidrográfica. Por isso, o dado pluviométrico fornecido ao modelo hidrológico é a chuva média na bacia, calculada nesta dissertação pelo método de Thiessen.

Tabela 6 - Postos Pluviométricos considerados no cálculo da chuva média

Processo	Evento de Cheia	Estações Pluviométricas						
		Almirante Tamandare	Juruqui	Curitiba	Prado Velho	Barragem Sanepar	Araucária	Ponte da Caximba
Calibração	1							
	2							
	3							
	4							
	5							
Verificação	6							
	7							
	8							
	9							
Previsão	10							
	11							

Azul – dados disponíveis

Cinza – dados não disponíveis

Os postos considerados no cálculo da chuva média para cada evento de cheia foram selecionados de acordo com a disponibilidade dos dados para cada período de cheias, conforme apresentado na Tabela 6. As Tabelas 7 a 10 apresentam os coeficientes ou pesos de Thiesse.



Tabela 7 – Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias (1), (3), (4), (5), (11)

Estações	Latitude	Longitude	Peso
Almirante Tamandaré	25°19' S	49°18' W	0.33
Juruqui	25°21' S	49°20' W	0.12
Curitiba	25°26' S	49°16' W	0.23
Barragem Sanepar	25°32' S	49°23' W	0.32

Tabela 8 - Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias (2), (6), (8), (9)

Estações	Latitude	Longitude	Peso
Almirante Tamandaré	25°19' S	49°18' W	0.33
Juruqui	25°21' S	49°20' W	0.12
Curitiba	25°26' S	49°16' W	0.23
Barragem Sanepar	25°32' S	49°23' W	0.23
Araucária	25°36' S	49°24' W	0.09

Tabela 9 - Coeficientes de Thiessen para os eventos de cheias (7), (10)

Estações	Latitude	Longitude	Peso
Almirante Tamandaré	25°19' S	49°18' W	0.33
Juruqui	25°21' S	49°20' W	0.12
Curitiba	25°26' S	49°16' W	0.23
Barragem Sanepar	25°32' S	49°23' W	0.21
Ponte da Caximba	25°37' S	49°21' W	0.11

Tabela 10 - Coeficientes de Thiessen para o evento de cheia (12)

Estações	Latitude	Longitude	Peso
Almirante Tamandaré	25°19' S	49°18' W	0.33
Juruqui	25°21' S	49°20' W	0.17
Prado Velho	25°27' S	49°15' W	0.17
Barragem Sanepar	25°32' S	49°23' W	0.33

### 3.4.3. Discretização de dados pluviométricos e fluviométricos

Utilizou-se o intervalo de tempo de uma hora para a discretização dos dados, devido ao tempo de concentração em Ponte da Caximba ser de poucas horas. Os dados diários das precipitações médias e vazões foram transformados em dados horários. Provou-se diversos modos de interpolação para encontrar o polinômio que

interpolasse melhor a função nos pontos dados, assim o de maior precisão foi a função de interpolação polinomial de Hermite que consiste em representar uma função contínua  $f(x)$ , por um polinômio de grau  $(2m-1)$ , que interpole a função e a sua 1ª derivada:

Seja  $P_{2m-1}(x)$ , tal que:  $P_{2m-1}(x_j) = f(x_j)$  e  $\left. \frac{dP_{2m-1}(x)}{dx} \right|_{x_j} = \left. \frac{df(x)}{dx} \right|_{x_j}$ , para  $j = 1, 2, \dots, m$ ;

sendo os pontos  $x_i (i = 1, 2, \dots, m)$  os pontos de interpolação (Ferreira, 2011).

Através deste método foi possível interpolar os dados das precipitações e vazões. Nas Figuras C.1 a C.11 no Apêndice C, apresentam-se as discretizações horárias para cada um dos doze eventos selecionados. E apesar de que a interpolação polinomial Hermite é uma ferramenta útil para a discretização dos dados de precipitações médias, estes valores estimados não são equivalentes aos que seriam obtidos por estações automáticas com registros horários, por conseguinte estes valores teriam uma influência importante nos resultados das previsões de vazões.

### 3.5. Evapotranspiração potencial

A evapotranspiração potencial de referência foi calculada a partir dos dados meteorológicos diários da estação meteorológica Almirante Tamandaré (25° 19' S, 49° 18' W) e Tingui (25° 23' S, 49° 18' W), localizadas no município Almirante Tamandaré (Thomsen, 2014). A evapotranspiração foi calculada pelos métodos de Penman e Hargreaves (Muller, 1995), dividiu-se essas evapotranspirações pelo número de dias do mês e a seguir proporcionalmente a coeficientes de ponderação (Mine, 1998), de tal forma a concentrá-las nas horas de maior insolação do dia (7h às 17h) e em função da variação da radiação solar média em dia claro. Os coeficientes de ponderação para evapotranspirações horárias foram obtidos dos arquivos de dados usados por Beven *et al.*, (1994) e estão apresentados na tabela 11. As evapotranspirações diárias e horárias estão apresentadas na tabela 12 e 13.

Tabela 11 – Coeficientes de ponderação para evapotranspirações horárias

Hora do dia	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Coeficiente	0,034	0,066	0,094	0,114	0,127	0,132	0,127	0,114	0,094	0,066	0,032

Tabela 12– Evapotranspiração diária para cada mês

Meses	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
EVT diária (mm)	3,2	2,9	3,0	2,6	2,3	2,1	2,1	2,4	2,5	2,9	3,0	3,3

Tabela 13 – Evapotranspiração diária e horária

Mês	EVT diária (mm)	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Jan	3,2	0,11	0,21	0,30	0,37	0,41	0,43	0,41	0,37	0,30	0,21	0,10
Fev	2,9	0,10	0,19	0,28	0,33	0,37	0,39	0,37	0,33	0,28	0,19	0,09
Mar	3,0	0,10	0,20	0,28	0,34	0,38	0,40	0,38	0,34	0,28	0,20	0,10
Abr	2,6	0,09	0,17	0,24	0,29	0,32	0,34	0,32	0,29	0,24	0,17	0,08
Mai	2,3	0,08	0,15	0,22	0,26	0,29	0,30	0,29	0,26	0,22	0,15	0,07
Jun	2,1	0,07	0,14	0,19	0,24	0,26	0,27	0,26	0,24	0,19	0,14	0,07
Jul	2,1	0,07	0,14	0,20	0,24	0,27	0,28	0,27	0,24	0,20	0,14	0,07
Ago	2,4	0,08	0,16	0,23	0,27	0,30	0,32	0,30	0,27	0,23	0,16	0,08
Set	2,5	0,08	0,16	0,23	0,28	0,31	0,33	0,31	0,28	0,23	0,16	0,08
Out	2,9	0,10	0,19	0,27	0,33	0,37	0,38	0,37	0,33	0,27	0,19	0,09
Nov	3,0	0,10	0,20	0,28	0,34	0,38	0,39	0,38	0,34	0,28	0,20	0,10
Dez	3,3	0,11	0,22	0,31	0,38	0,42	0,44	0,42	0,38	0,31	0,22	0,11

## 4. APLICAÇÃO DO MODELO IPH II

Neste capítulo é apresentado o método de calibração dos parâmetros do modelo hidrológico IPH II, assim como a análise de sensibilidade. Posteriormente é feita a verificação na busca de um conjunto ótimo dos parâmetros do modelo. Posteriormente são apresentados os resultados de previsão de vazões para os diversos eventos selecionados, com um horizonte de previsão igual ao tempo de concentração nas cinco estações de monitoramento ao longo do rio Barigui.

### 4.1. Calibração

Escolheram-se cinco eventos para a realização da calibração dos parâmetros do modelo IPH II na bacia do rio Barigui, conforme apresentados anteriormente.

#### 4.1.1. Ajuste dos Parâmetros

A calibração foi feita, individualmente para cada evento, permitindo que os parâmetros variassem de acordo com a busca das melhores estatísticas e do melhor resultado gráfico visual.

Para todos os casos estudados são válidas as seguintes observações:

- i) *condições iniciais*: a percolação foi feita igual à vazão de base no início do evento e a vazão superficial nula;
- ii) *escoamento superficial*: para histogramas tempo-área sintéticos foi adotado o coeficiente igual a 1,5 para a bacia devido à sua forma retangular (Haas, 2002);
- iii) *tempo de deslocamento*: inicialmente os tempos de percurso ( $t_p$ ) foram considerados iguais aos tempos de concentração, que foram estimados pelas fórmulas de Kirpich e Dooge (Equações 20 e 21), e estão apresentados na Tabela 14.

$$\text{Kirpich: } t_c = 57 \cdot \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (20)$$

onde:  $t_c$  – tempo de concentração (min)

$L$  – Comprimento do rio (km)

$H$  – diferença de nível entre ponto mais afastado e o considerado (m).

$$\text{Dooge: } t_c = 21,88 \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \quad (21)$$

onde:  $t_c$  – tempo de concentração (min).

$A$  – Área da bacia (km<sup>2</sup>).

$S$  – Declividade da bacia (m/10000m).

Tabela 14– Tempos de concentração calculados

Dados	
Area (km <sup>2</sup> )	264,9
L (km)	67,0
S (m/1000m)	0,5
H (m)	336,0
Método	$t_c$ (horas)
<b>Kirpich</b>	13,0
<b>Dooge</b>	4,0

Os valores obtidos pelas fórmulas de Kirpich e Dooge (Tabela 14) foram distantes devido a que as variáveis utilizadas, em cada fórmula não contém a mesma informação para determinar o tempo de concentração, apesar de serem correlacionadas. A média de estes valores (8 h) considerou-se como o valor inicial para o tempo de concentração.

Posteriormente, observou-se a necessidade de ajustá-los, baseando-se na diferença, em horas, entre os picos observados e calculados no modelo (Mine, 1998);  
 iv) *discretização temporal*: o intervalo de tempo da simulação foi igual a 60 minutos, escolhido em função do tempo de concentração da bacia;  
 v) *impermeabilização*: foi considerada 50%, obtida do mapa uso de solo da bacia (Projeto Barigui, 2003).

#### 4.1.2. Resultados da Calibração

A tabela 14 apresenta os resultados da calibração, além dos valores obtidos para os parâmetros, o coeficiente de eficiência de *Nash-Sutcliffe* (*NS*), dado pela equação a seguir:

$$NS = 1 - \frac{\sum (Q_o - Q_c)^2}{\sum (Q_o - \bar{Q})^2} \quad (22)$$

onde:  $Q_o$  - vazões observadas (m<sup>3</sup>/s);

$Q_c$  - vazões calculadas (m<sup>3</sup>/s);

$\bar{Q}$  - vazão média (m<sup>3</sup>/s).

O coeficiente de eficiência de *Nash-Sutcliffe* é uma medida de associação entre as vazões simuladas (previstas) e observadas e seu valor varia entre  $-\infty$  e 1. Se for igual a 1, existirá uma correlação perfeita na amostra: não haverá diferença entre os valores simulados e os valores observados. Por outro lado, se o coeficiente de eficiência de *Nash-Sutcliffe* for menor ou igual a 0, demonstra que o modelo não tem utilidade para prever vazões (Mine, 1998).

Tabela 15 – Resumo da Calibração do modelo IPH II para o bacia do rio Barigui

Evento	$I_o$ (mmh <sup>-1</sup> )	$I_b$ (mmh <sup>-1</sup> )	$h$	$K_{sup}$ (h)	$K_{sub}$ (h)	$R_{max}$ (mm)	$t_c$ (h)	NS
1	36	6	0,3	0,8	500	3	4	0,78
2	56	6	0,3	0,3	500	2	4	0,92
3	28	6	0,6	0,8	500	3	3	0,21
4	70	6	0,3	0,6	500	3	3	0,92
5	75	6	0,9	0,5	500	2	3	0,94

As observações relevantes na Tabela 15 são:

Verifica-se, a partir da Tabela 15 que os parâmetros, que não variaram significativamente de um evento para o outro, foram:  $I_b$ ,  $R_{max}$ ,  $K_{sub}$ . Estes não variaram em razão que são função das características fisiográficas da bacia, diferentemente daqueles que dependem das características das precipitações:  $I_o$ ,  $h$ ,  $K_{sup}$  e  $t_c$ .

As Figuras 14 a 18 apresentam os hidrogramas observados e calculados na etapa da calibração. A Figura 19 apresenta a relação entre vazões de pico observadas e calculadas.

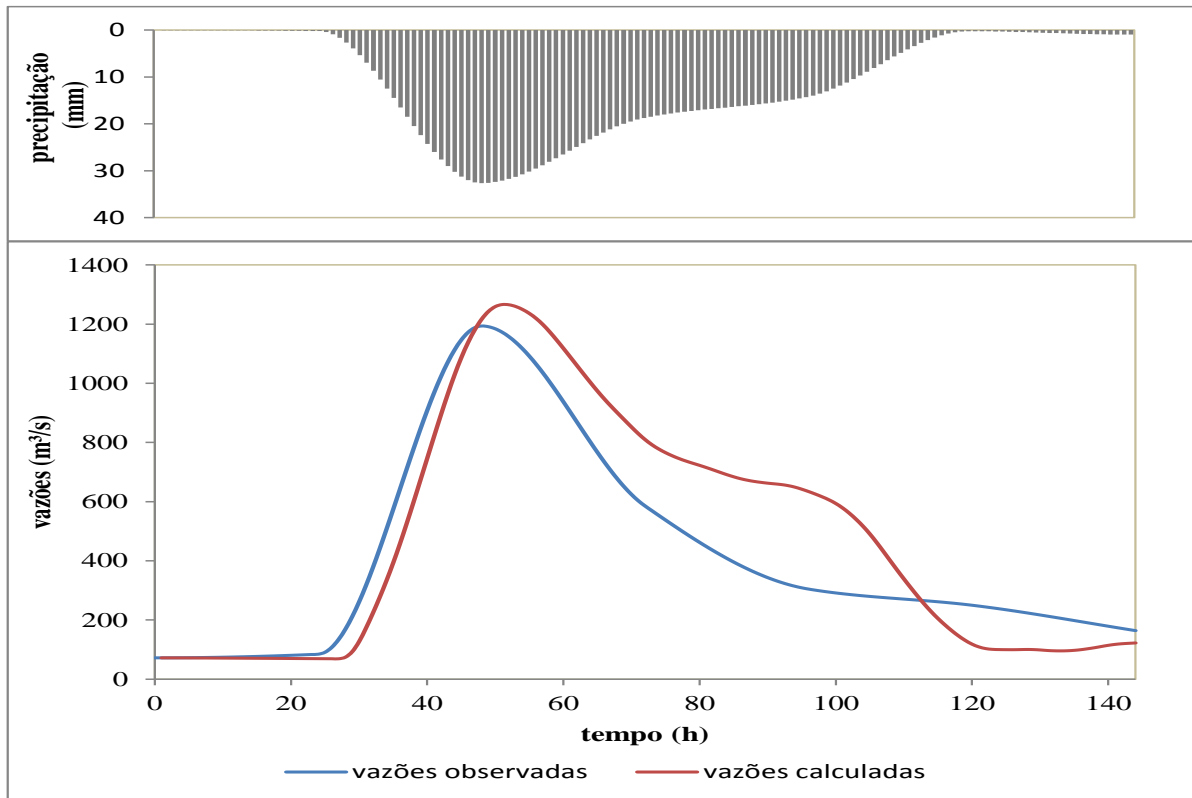


Figura 14– Calibração do evento 1

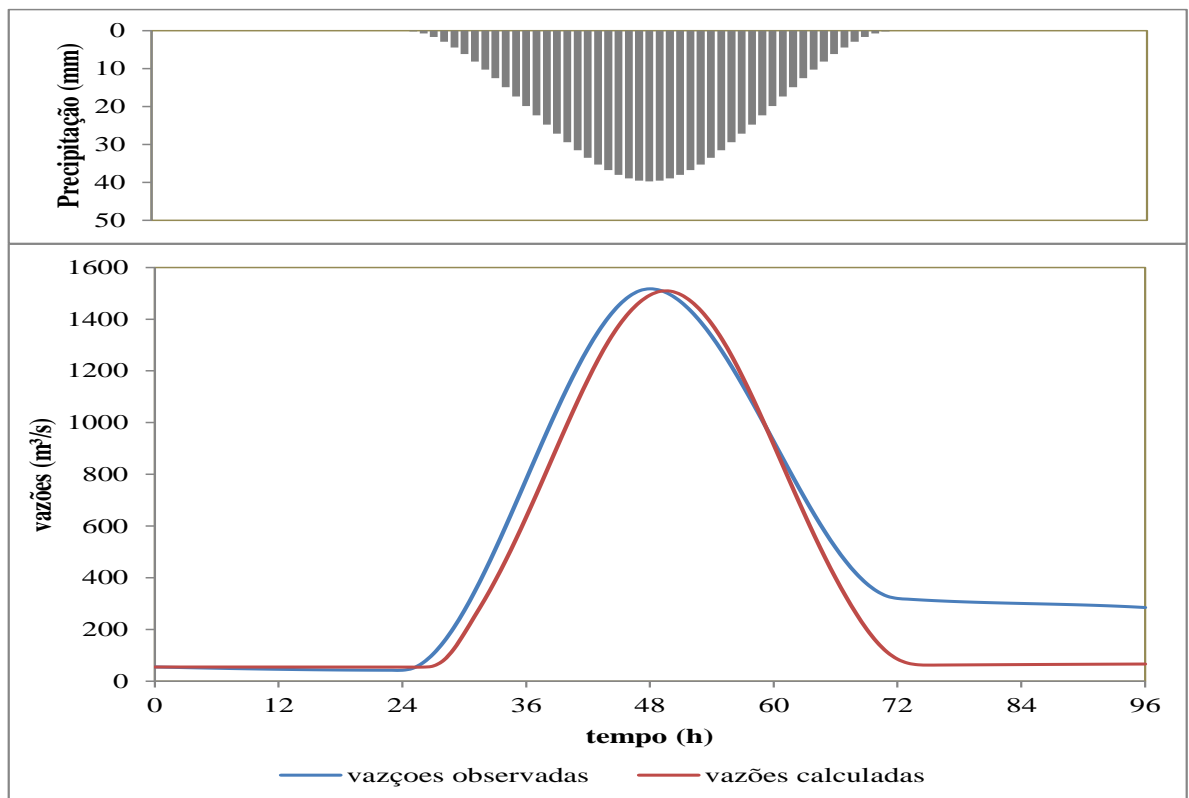


Figura 15 - Calibração do evento 2

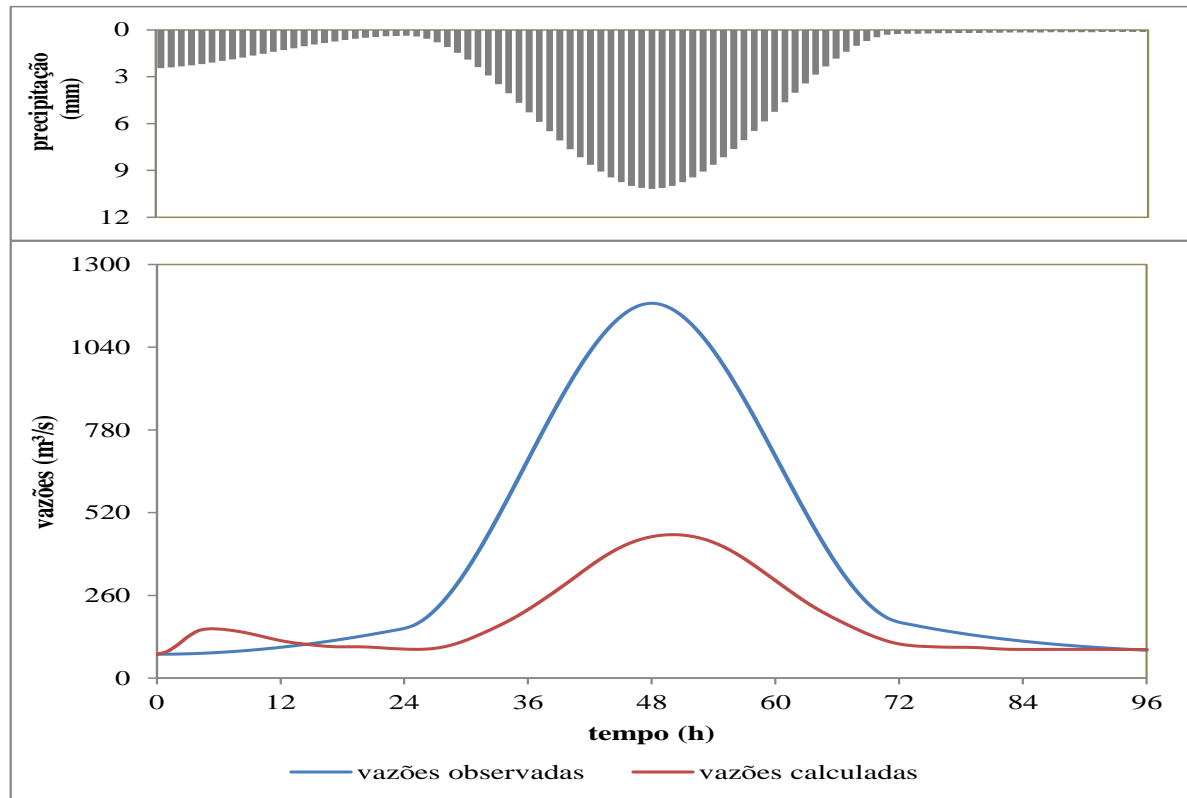


Figura 16 - Calibração do evento 3

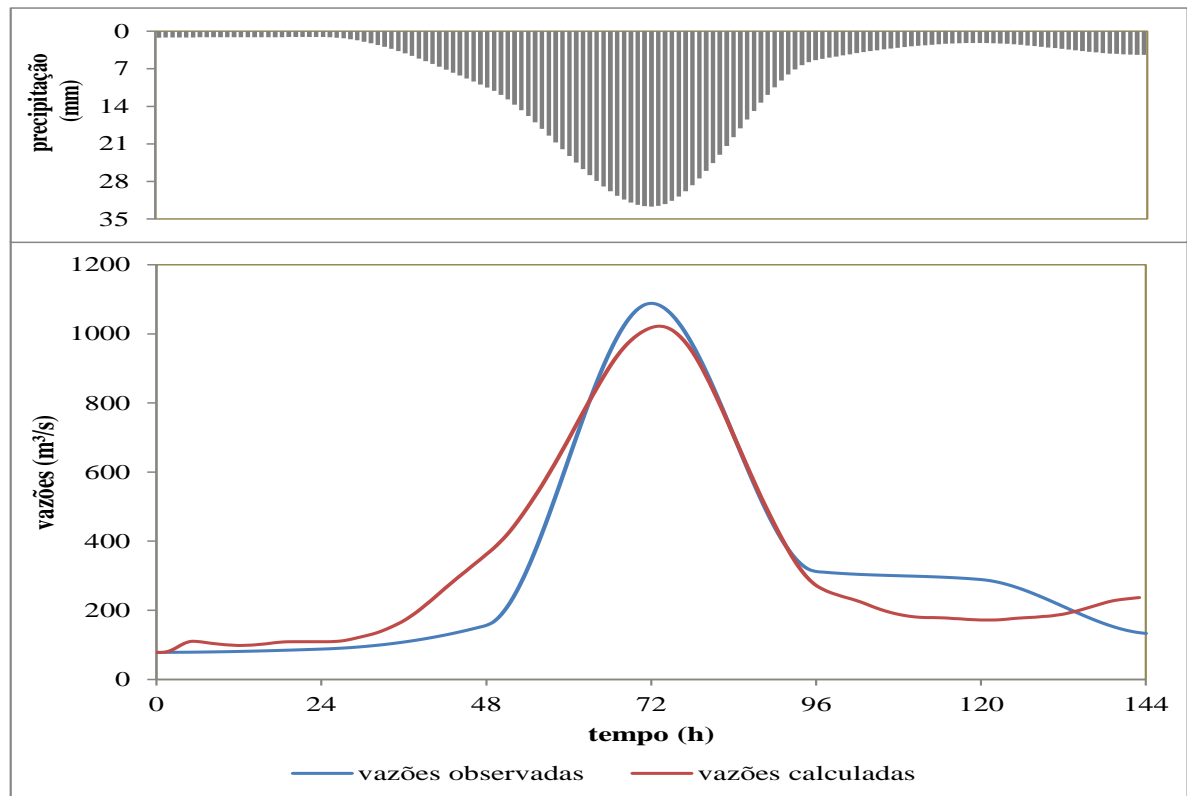


Figura 17 - Calibração do evento 4



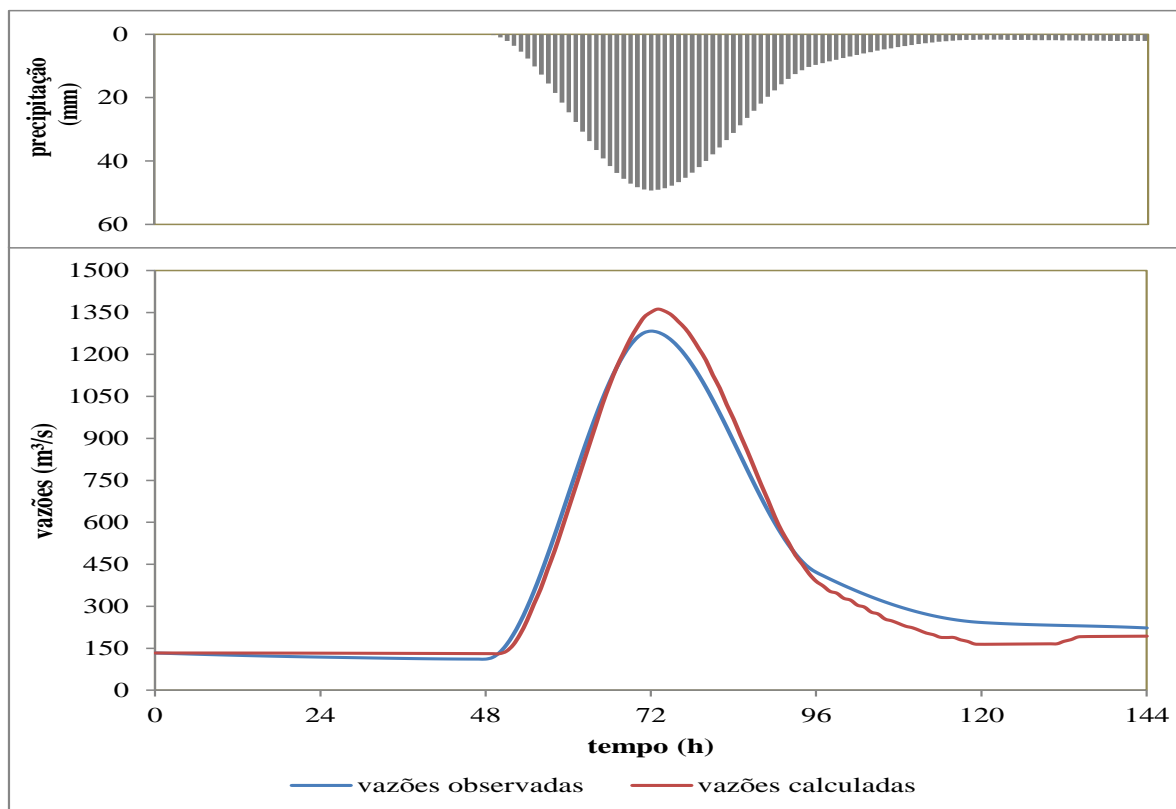


Figura 18 - Calibração do evento 5

Na Figura 15 são apresentados os resultados do evento 2, onde o período selecionado para a calibração foi entre a zero hora do dia 18/11/09 até zero hora do dia 22/11/09 (96 horas). O coeficiente de Nash Sutcliffe (NS) foi de 0,92, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma subestimativa de 0,61% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 2h.

Na Figura 16 são apresentados os resultados do evento 3, onde o período selecionado para a calibração foi entre a zero hora do dia 25/12/09 até zero hora do dia 29/12/09 (96 horas). O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) foi de 0,21, sendo o de pior resultado. Analisando os dados de entrada, isso pode ter ocorrido devido a que as medições de chuva não estão sendo registradas corretamente, principalmente na estação Almirante Tamandaré que não registra chuva nesse período, pois comparando com os demais eventos, a quantidade de chuva média (10,2 mm) não seria suficiente para gerar a vazão de pico (1.178,1 m³/s), esse fato observa-se na Figura A.3 no Apêndice. Em termos de vazões de pico, percebeu-se uma subestimativa de 61,7% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 2h.

Na Figura 17 são apresentados os resultados do evento 4, onde o período selecionado para a calibração foi entre a zero hora do dia 03/03/10 até zero hora do dia 09/03/10 (144 horas). O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) foi de 0,92, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma subestimativa de 6,1% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 1h.

Na Figura 18 são apresentados os resultados do evento 5, onde o período selecionado para a calibração foi entre a zero hora do dia 05/05/10 até zero hora do dia 11/05/10 (144 horas). O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) foi de 0,94, foi o de melhor resultado na calibração, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma superestimativa de 6,1% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 1h.

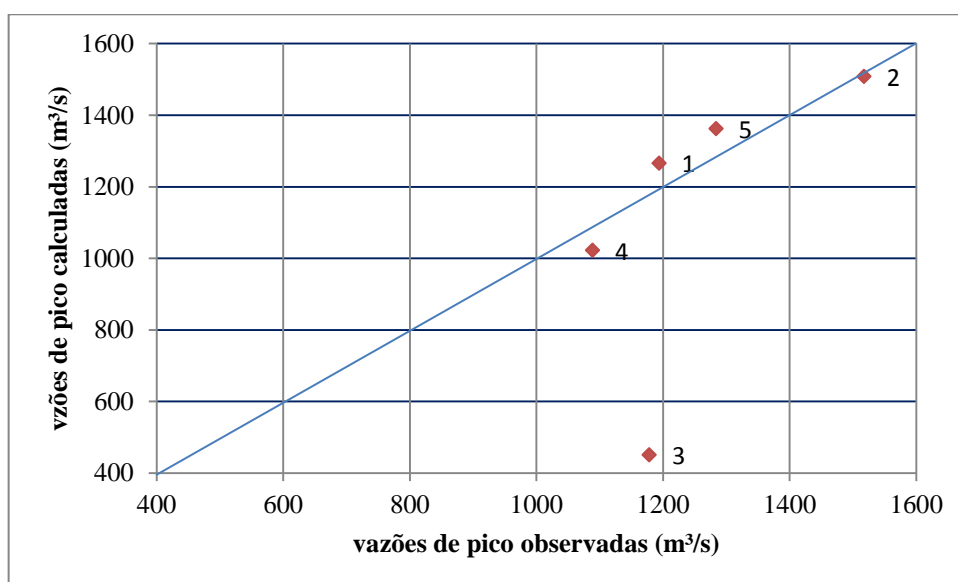


Figura 19 – Relação entre as vazões de pico observadas e calculadas na calibração

A Figura 19 apresenta diagramas de dispersão das vazões de pico, dos pares de vazão observada *versus* vazão calculada, para todos os eventos. Pode-se observar que os valores do evento 1, 2, 4 e 5 se concentram mais próximo da linha de 45° do gráfico devido a que os picos dos hidrogramas simulados foram bem representadas pelo modelo. Porém no evento 3 a ausência de dados de precipitação foi o grande responsável da incoerência entre a série de vazão observada e simulada. Os valores da relação para os eventos 1, 2, 3, 4, 5 nesta ordem são 1,06, 0,99, 0,38, 0,94, 1,06.

#### 4.1.3. Análise de Sensibilidade

Para realização da análise de sensibilidade foi selecionado o evento 5, por ser o de melhor resultado na calibração, variou-se um a um os parâmetros de entrada. Nestas variações, os valores de entrada dos parâmetros foram alterados de 10% em 10% do valor calibrado, chegando até uma alteração de 50% do valor do parâmetro, tanto para positivo quanto para negativo.

Foi calculado também o índice de sensibilidade (IS) para cada parâmetro, no intuito de quantificar a sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II (Evangelista, 2003; Silva et al., 2009).

$$IS = \left| \frac{\frac{R_1 - R_2}{R_{12}}}{\frac{I_1 - I_2}{I_{12}}} \right| \quad (23)$$

Onde:

$IS$  - índice de sensibilidade do modelo aos parâmetros de entrada, (adimensional);

$R_1$  - volume total escoado com o valor do parâmetro a -50 % do calibrado ( $m^3$ );

$R_2$  - volume total escoado com o valor do parâmetro a 50 % do calibrado ( $m^3$ );

$R_{12}$  - volume total escoado com o valor do parâmetro calibrado ( $m^3$ )

$I_1$  - valor do parâmetro a -50 % do calibrado;

$I_2$  - valor do parâmetro a 50 % do calibrado;

$I_{12}$  - valor do parâmetro calibrado.

A Figura 20 ilustra as variações dos parâmetros de entrada, em que a abscissa mostra os parâmetros variando de -50 a 50 % do valor calibrado e, na ordenada, a variação do volume escoado. O índice de sensibilidade do modelo nos parâmetros ( $IS$ ), é apresentado na Tabela 16.

Observa-se que os parâmetros  $h$ ,  $I_0$  e  $I_b$  apresentaram maior sensibilidade, determinando, assim, que na calibração do modelo IPH II, o algoritmo de separação do escoamento é o mais importante, pois determina a quantidade do volume total escoado. O parâmetro  $h$  é o que mais altera o volume total escoado, a redução de seu

valor aumenta o volume escoado, pois, deixa o solo com menores taxas de absorção de água. O parâmetro  $I_o$  é o que mais altera o volume total escoado, que influi mais a elevação do hidrograma. O último parâmetro  $I_b$  é o que altera o volume total escoado, que influi mais na fase de recessão do hidrograma. O parâmetro  $K_{sub}$  altera o volume escoado, na fase de recessão do hidrograma. O parâmetro  $R_{max}$ , altera um pouco o volume escoado, no início do evento. O parâmetro  $t_c$  altera pouco o volume escoado, mas determina o instante da vazão máxima do evento, também influi sua magnitude. O parâmetro  $K_{sup}$  não afeta muito o volume escoado, mas altera, um pouco a forma do hidrograma.

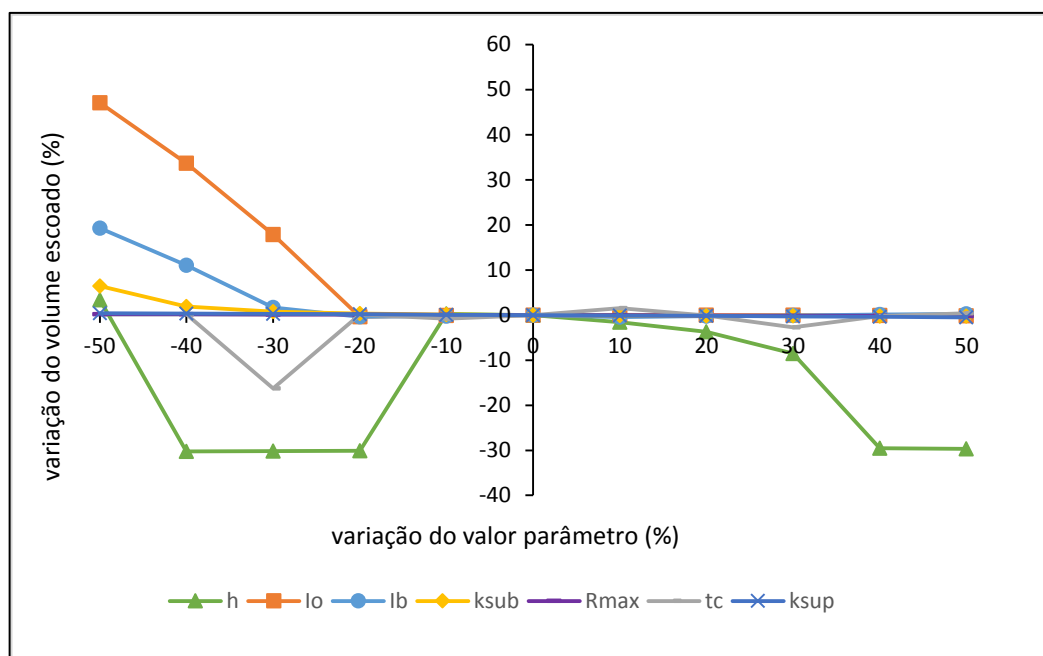


Figura 20 - Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo hidrológico IPH II

Tabela 16 – Índice de sensibilidade ( $IS$ ) dos parâmetros do modelo hidrológico IPH II

	$h$	$I_o$	$I_b$	$K_{sub}$	$R_{max}$	$t_c$	$K_{sup}$
$IS$	0,427	0,123	0,115	0,068	0,001	0,002	0,0005

## 4.2. Verificação

Após encontrar vários conjuntos de parâmetros na calibração que fossem capazes de representar cada evento, buscou-se encontrar um conjunto único de parâmetros que pudesse representar da melhor maneira possível todos os eventos

selecionados para a etapa de verificação. Com isso chegou-se ao conjunto considerado para o propósito do estudo como “ideal” que se encontra representado na Tabela 17, além do coeficiente de eficiência de *Nash-Sutcliffe (NS)*.

A Tabela 17 mostra que a adoção de um conjunto único de parâmetros ocasionou uma diminuição da eficiência do modelo comparando com os eventos de 1 a 5. As figuras 21 a 24 representam os hidrogramas observados e calculados na etapa de verificação.

Tabela 17 – Resultados da verificação

Evento	$I_o$ (mmh <sup>-1</sup> )	$I_b$ (mmh <sup>-1</sup> )	$h$	$K_{sup}$ (h)	$K_{sub}$ (h)	$R_{max}$ (mm)	$t_p$ (h)	NS
6	52	6	0,60	0,50	500	3	3	0,62
7	52	6	0,60	0,50	500	3	3	-3,36
8	52	6	0,60	0,50	500	3	3	0,80
9	52	6	0,60	0,50	500	3	3	0,73

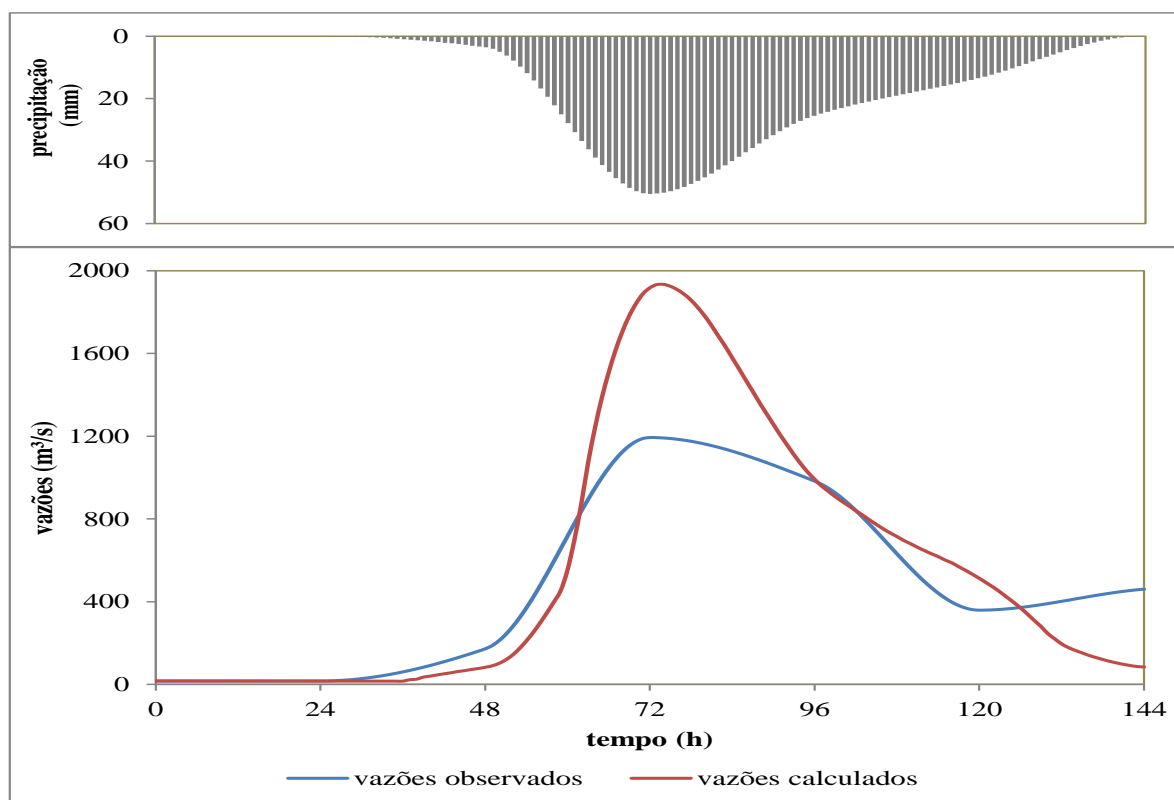


Figura 21 – Verificação no evento 6

Na Figura 21 são apresentados os resultados do evento 6 na verificação, onde o período selecionado foi entre a zero hora do dia 28/08/05 até zero hora do dia

03/09/05 (144 horas). O coeficiente de Nash Sutcliffe (NS) foi de 0,62, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma superestimativa de 62,1% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 1h.

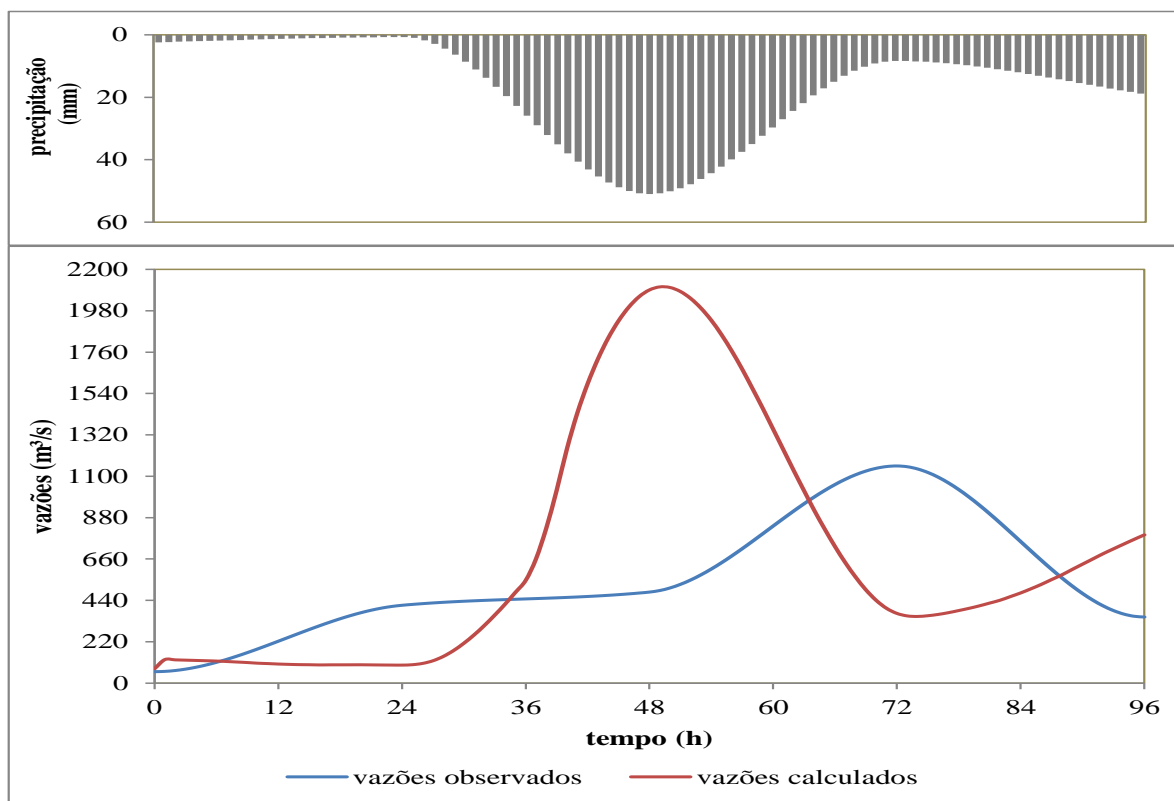


Figura 22 – Verificação no evento 7

Na Figura 22 são apresentados os resultados do evento 7, onde o período selecionado foi entre a zero hora do dia 17/15/07 até zero hora do dia 21/05/07 (96 horas). O coeficiente de Nash Sutcliffe (NS) foi de -3,36, sendo o de pior resultado na verificação. Ao analisar os dados de entrada, isso é devido a que existe uma defasagem de um dia entre os dados de chuva e vazão, pois não coincidem a precipitação máxima com a vazão de pico, esse fato observa-se na Figura A.7 no Apêndice. Mesmo com essas limitações, o modelo retratou razoavelmente bem o evento 7, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma superestimativa de 82,5% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 23h.

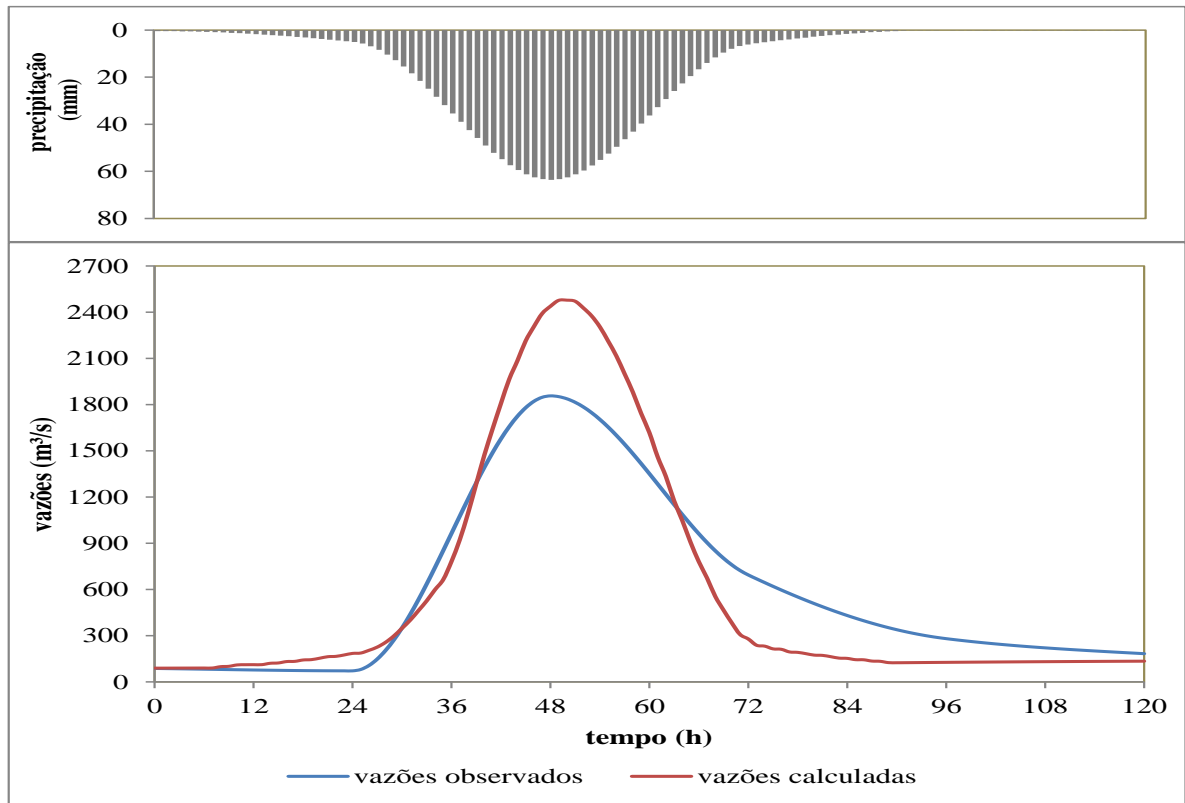


Figura 23 – Verificação no evento 8

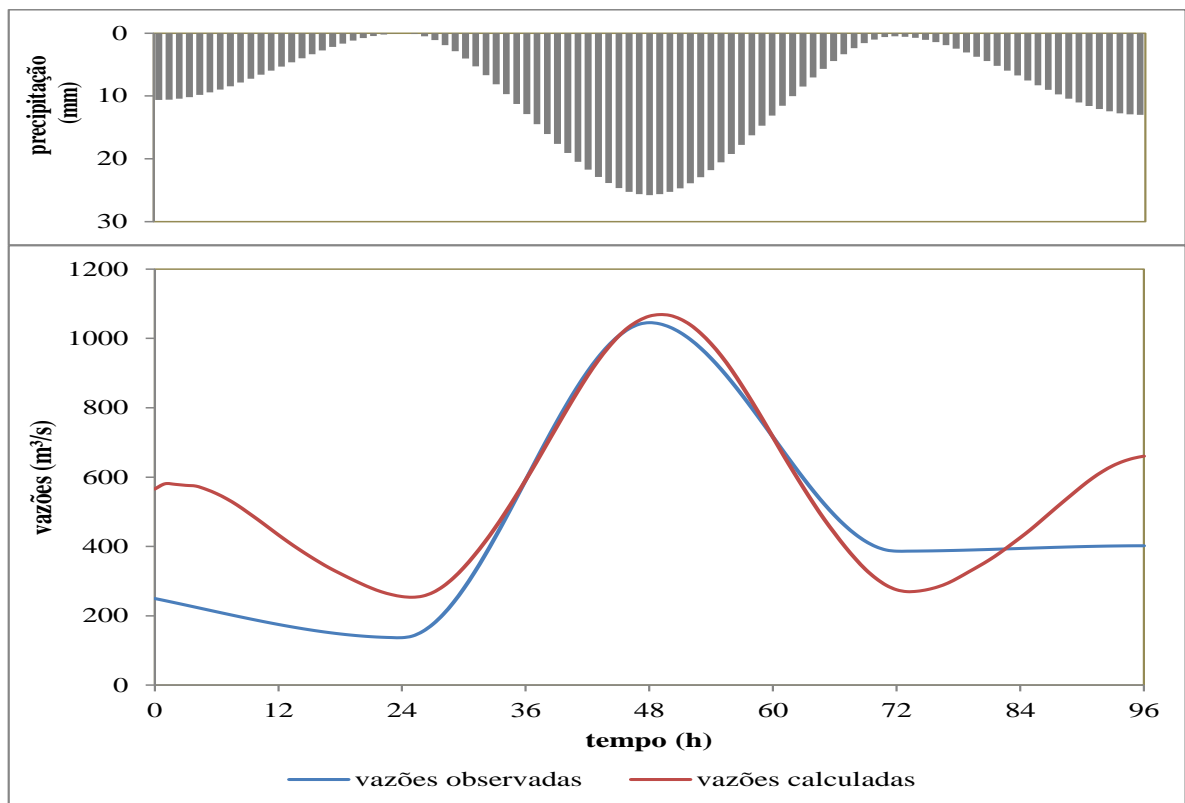


Figura 24 – Verificação no evento 9

Na Figura 23 são apresentados os resultados do evento 8 na verificação, onde o período selecionado foi entre a zero hora do dia 21/09/09 até zero hora do dia 26/09/09 (120 horas). O coeficiente de Nash Sutcliffe (NS) foi de 0,80, sendo o de melhor resultado, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma superestimativa de 33,5% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 2h.

Na Figura 24 são apresentados os resultados do evento 9 na verificação, onde o período selecionado foi entre a zero hora do dia 13/10/09 até zero hora do dia 17/10/09 (96 horas). O coeficiente de Nash Sutcliffe (NS) foi de 0,73, em termos de vazões de pico, percebeu-se uma superestimativa de 2,23% do valor calculado (linha vermelha) com respeito ao dado observado (linha azul) e um defasagem de 1h.

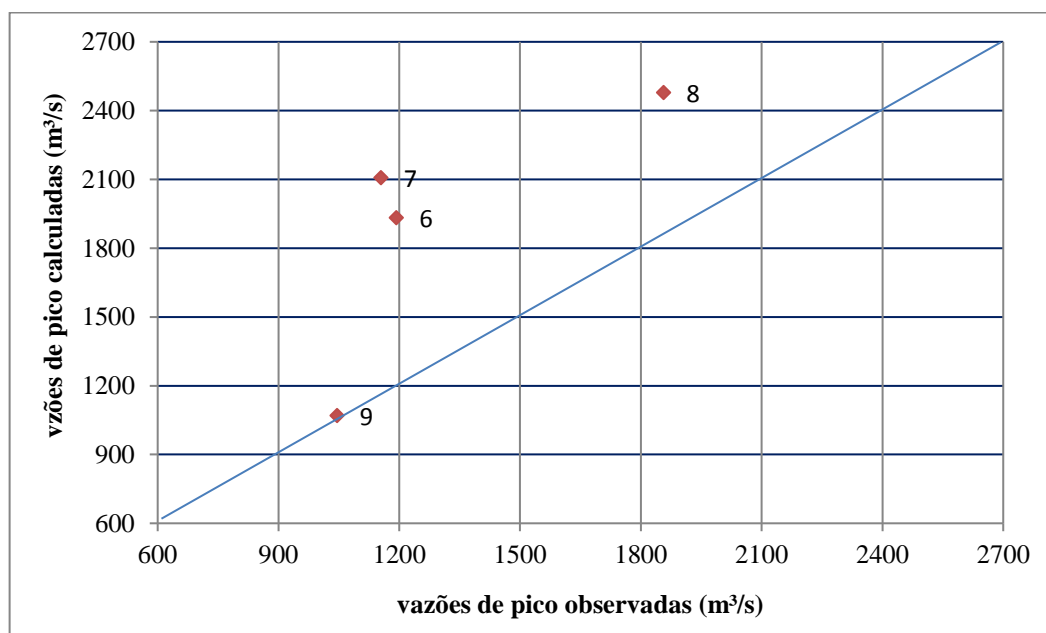


Figura 25 - Relação entre vazões de pico observadas e calculadas na verificação

A Figura 25 apresenta um diagrama de dispersão das vazões de pico, dos pares vazão observada *versus* vazão calculada na verificação, para todos os eventos. Pode-se observar que os valores do evento 9 se concentram mais próximo da linha de 45° do gráfico. Os valores da relação para os eventos 6, 7, 8, 9 nesta ordem são 1,62, 1,82, 1,33, 1,02.



### 4.3. Previsão

Após encontrar um conjunto único de parâmetros na etapa de verificação, realizou-se a previsão de vazões na estação Ponte Caximba. Na sequência realizou-se as previsões de vazão para quatro pontos ou estações de monitoramento ao longo do rio Barigui.

#### 4.3.1. Previsão de cheias na estação Ponte Caximba

As previsões de cheias na estação Ponte Caximba foram realizadas para os eventos 10 e 11, com um horizonte de previsão igual ao tempo de concentração (3h) para o trecho de subida dos hidrogramas, se considerou a seguinte hipótese: para de chover ao tempo em que se faz a previsão (3h). Esta hipótese fez-se necessária uma vez que nesta dissertação não se considera previsão de chuva.

Os resultados obtidos nas previsões do posto Ponte da Caximba são apresentados na Tabela 18 e as Figura 26 e Figura 27. Como medida de desempenho para avaliação das previsões de cheia para a estação Ponte da Caximba são utilizados o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS).

Tabela 18 – Resultados das vazões previstas de 3h para os eventos 10 e 11

Tempo (h)	Evento 10		Evento 11	
	vazões observadas (m³/s)	vazões previstas (m³/s)	vazões observadas (m³/s)	vazões previstas (m³/s)
0	253,8	283,4	47,4	47,4
3	252,3	314,2	46,6	47,4
6	248,3	321,0	45,7	47,3
9	242,7	321,4	44,9	47,2
12	236,3	323,5	44,1	47,0
15	229,8	329,0	43,4	46,9
18	224,2	338,3	42,9	46,7
21	220,2	346,0	42,5	46,5
24	218,7	354,4	42,4	46,3
27	267,8	363,8	95,2	46,9
30	397,2	385,9	234,5	72,8
33	580,3	418,4	431,4	134,5
36	790,1	457,8	657,1	211,2
39	999,8	501,6	882,7	298,7
42	1182,9	546,1	1079,6	535,7
45	1312,3	580,9	1218,9	778,0
48	1361,4	601,5	1271,7	890,5

Na Figura 26 e Tabela 18 são apresentados os resultados do evento 10 onde o período selecionado para as previsões foi entre a zero hora do dia 10/01/2010 até zero hora do dia 12/01/2010. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) foi de -3,37, observa-se uma acentuada subestimativa das vazões previstas que ficam evidentes a partir do décimo intervalo de tempo de previsão. Em termos de magnitude do pico, percebeu-se uma subestimativa da vazão prevista do 55,8% com respeito aos dados observados e problemas de defasagem no tempo.

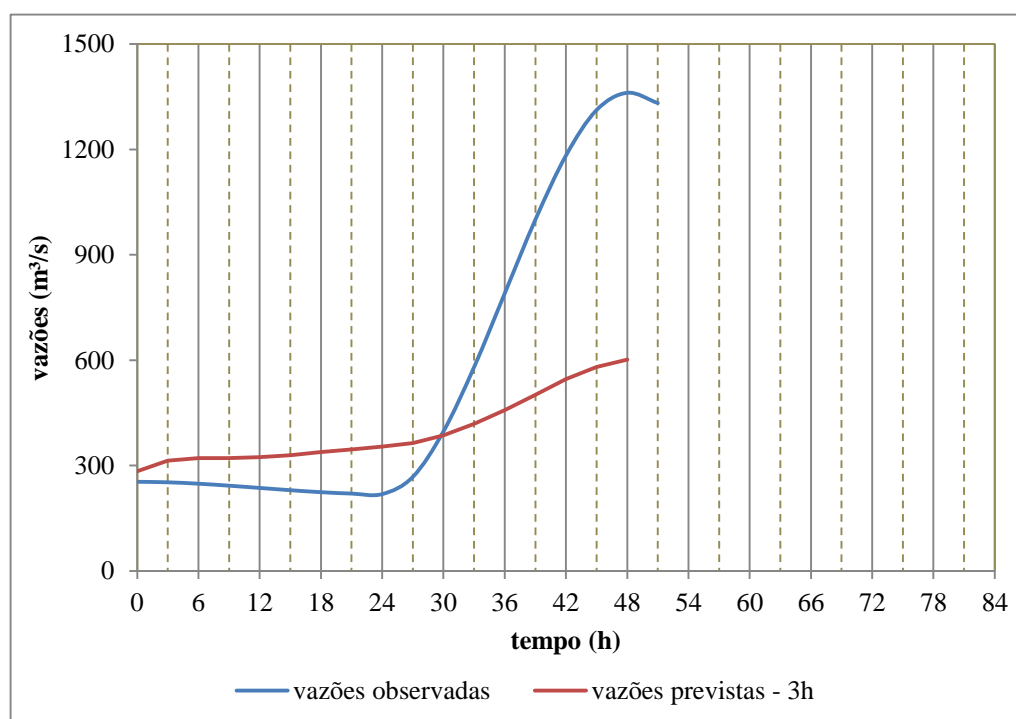


Figura 26 – Previsão de vazões no evento 10

Na Figura 27 e Tabela 18 são apresentados os resultados do evento 11 onde o período selecionado para as previsões foi entre a zero hora do dia 21/04/2010 até zero hora do dia 23/04/2010. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) foi de 0,62. Aqui também se observa uma subestimativa das vazões previstas que ficam evidentes a partir do nono intervalo de tempo de previsão. Em termos de magnitude do pico, percebeu-se uma subestimação da vazão prevista do 30,0% com respeito aos dados observados e problemas de defasagem após das 24 horas.

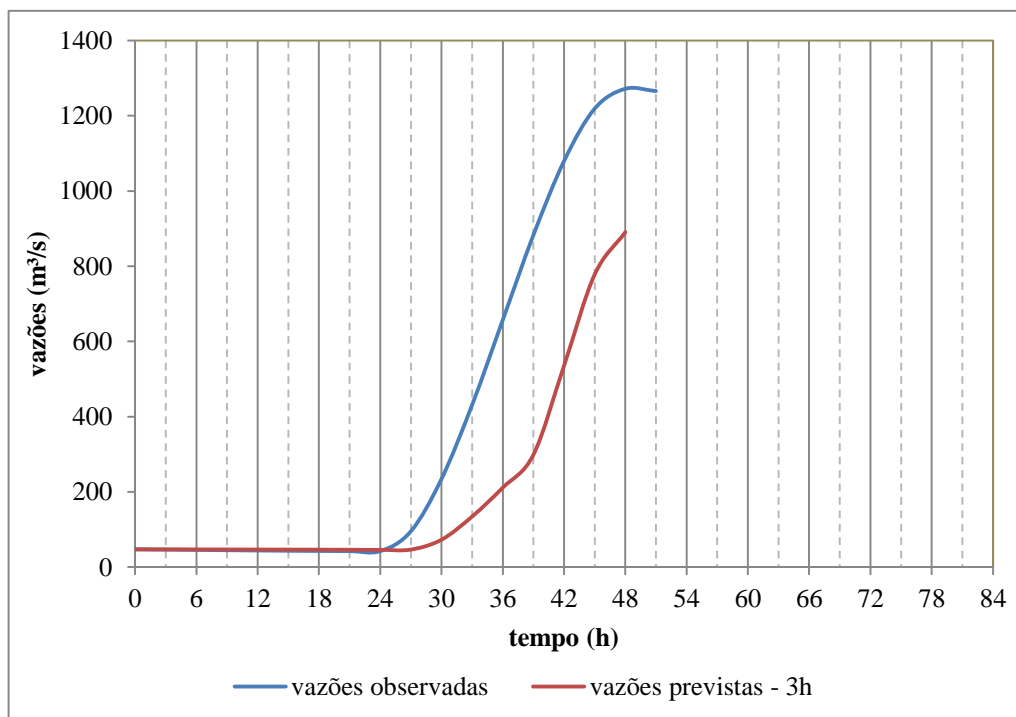


Figura 27 - Previsão de vazões no evento 11

#### 4.3.2. Previsão para as estações de monitoramento no rio Barigui

Após da previsão de vazões para a bacia do rio Barigui na estação Ponte Caximba, realizou-se as previsões de vazão para quatro pontos ou estações de monitoramento ao longo do rio Barigui (de jusante para montante): Ponte Fazendinha, Parque Barigui, Parque Tingui e Almirante Tamandaré, mediante a regionalização dos parâmetros do modelo IPH II para as áreas de influência, baseada na modelagem hidrológica da Ponte da Caximba. Note-se que não há observações suficientes que permitam avaliar a qualidade das previsões, para essas estações de monitoramento no montante da Ponte da Caximba.

A bacia hidrográfica foi discretizada em cinco sub-bacias de acordo com a localização das estações de monitoramento (Figura 28). As características físicas das áreas de influência indicam-se na Tabela 19 e os parâmetros regionalizados do modelo IPH II para as estações de monitoramento indicam-se na Tabela 20.

Tabela 19 – Características físicas das áreas de influência por cada estação de monitoramento

Estações de monitoramento	Área (km <sup>2</sup> )	L (km)	Cota (m)		H (m)	S (%)	t <sub>c</sub> (h)
			Max	Min			
Almirante Tamandaré	58,3	13,0	1200	940	260	2,0	1,5
Parque Tingui	102,8	26,5	1200	900	300	1,1	2,0
Parque Barigui	130,5	35,0	1200	895	305	0,9	2,3
Ponte Fazendinha	182,2	42,0	1200	885	315	0,8	2,5

L = comprimento do rio

H = diferença de nível entre ponto mais afastado e o considerado

S = declividade da sub-bacia.

t<sub>c</sub> = tempo de concentração.

Tabela 20 – Parâmetros regionalizados do modelo IPH II para as estações de monitoramento

Estações de monitoramento	I <sub>o</sub> (mmh <sup>-1</sup> )	I <sub>b</sub> (mmh <sup>-1</sup> )	h	K <sub>sup</sub> (h)	K <sub>sub</sub> (h)	R <sub>max</sub>	t <sub>c</sub> (h)
Almirante Tamandaré	52	6	0,60	0,50	500	3	1,5
Parque Tingui	52	6	0,60	0,50	500	3	2,0
Parque Barigui	52	6	0,60	0,50	500	3	2,3
Ponte Fazendinha	52	6	0,60	0,50	500	3	2,5
Ponte da Caximba	52	6	0,60	0,50	500	3	3,0

O tempo de concentração para as áreas de influência foram estimados empiricamente pelas equações de Dooge (Equação 21), e os valores foram arredondados para fins de cálculo para o modelo IPH II. Foram selecionados os eventos 5, 8 e 11 por terem sido os melhores resultados nas etapas de calibração, verificação e previsão em Ponte da Caximba.

As Figuras 29, 30 e 31 e as Tabelas D.1 a D.3 no Apêndice D, apresentam as previsões de vazões em cada uma das estações de monitoramento com horizontes de tempo igual ao tempo de concentração, supondo que a chuva pare após ao tempo em que se faz a previsão (chuva zero). Como medidas de desempenho para avaliação das previsões de cheia na estação de monitoramento Ponte da Caximba é utilizado o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS).

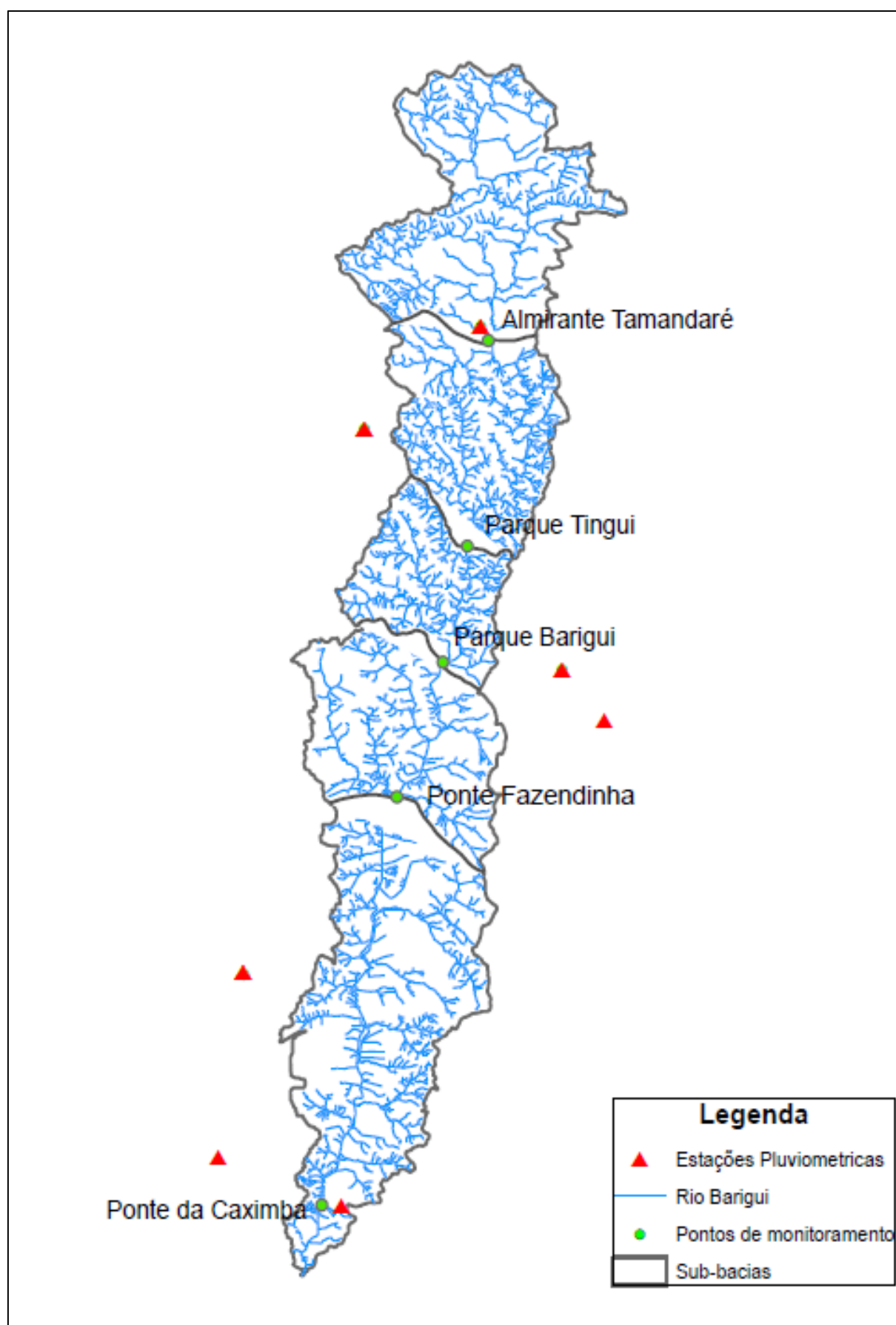
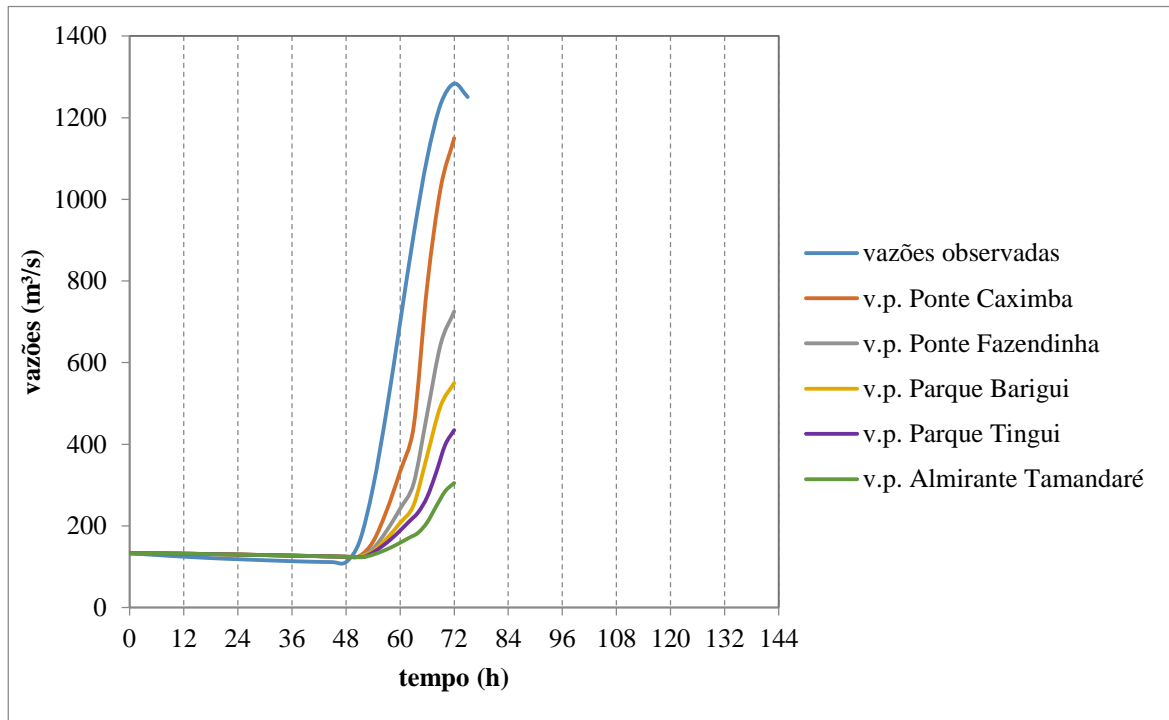
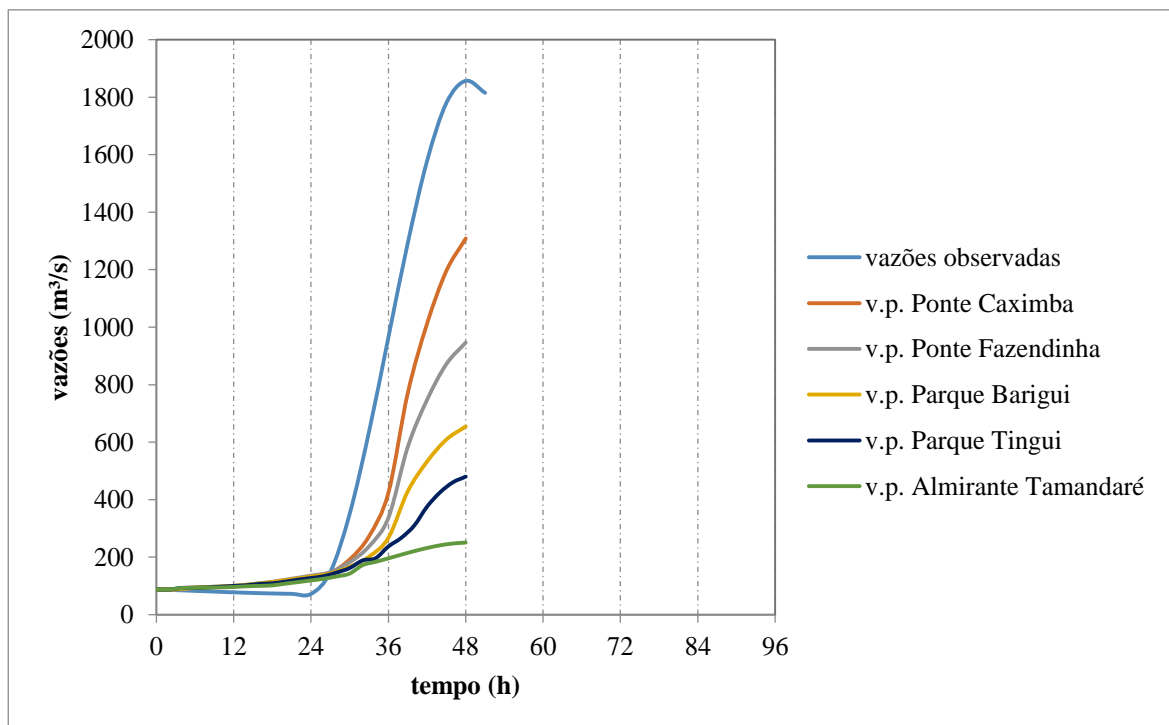


Figura 28 – Representação das sub-bacias e pontos de monitoramento utilizados no estudo



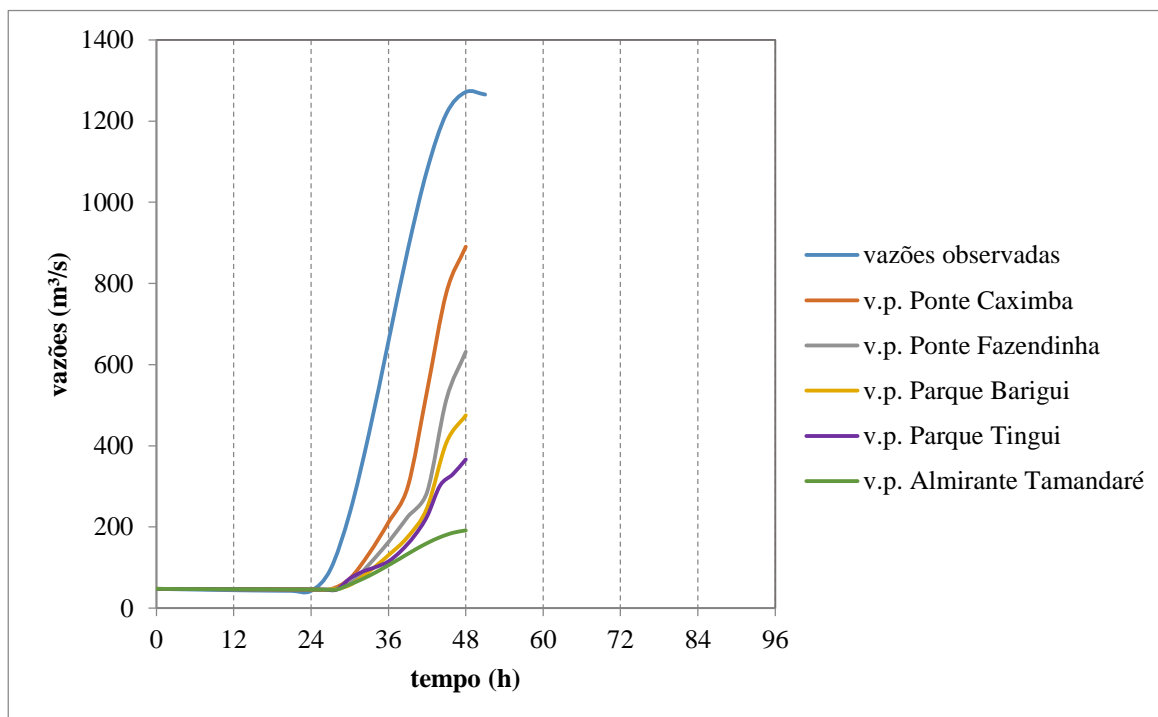
\* v.p. = vazões previstas

Figura 29 – Previsão de vazões no evento 5 para as estações de monitoramento



\* v.p. = vazões previstas

Figura 30 - Previsão de vazões no evento 8 para as estações de monitoramento



\* v.p. = vazões previstas

Figura 31 - Previsão de vazões no evento 11 para as estações de monitoramento

Na Figura 29 e Tabela D.1 no Apêndice D, são apresentados os resultados do evento 5 onde o período selecionado para as previsões foi entre a zero hora do dia 05/05/2010 até zero hora do dia 08/05/2010. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) na estação Ponte da Caximba (linha vermelha) foi de 0,83, observando-se uma subestimativa das vazões previstas que ficam evidentes a partir do 18º intervalo de tempo de previsão.

Na Figura 30 e Tabela D.2 no Apêndice D, são apresentados os resultados do evento 8 onde o período selecionado para as previsões foi entre a zero hora do dia 21/09/2009 até zero hora do dia 23/09/2009. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) na estação Ponte da Caximba (linha vermelha) foi de 0,50, observando-se uma subestimativa das vazões previstas que ficam evidentes a partir do 10º intervalo de tempo de previsão.

Na Figura 31 e Tabela D.3 no Apêndice D, são apresentados os resultados do evento 11. Conforme dito anteriormente o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) na estação Ponte da Caximba (linha vermelha) foi de 0,62.

## CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal avaliar algumas etapas necessárias para a implantação de um sistema de alerta a cheias, enfatizando a previsão de vazões com aplicação prática na bacia do rio Barigui. Para cumprir este objetivo, houve a necessidade de testar a capacidade do modelo hidrológico IPH II em prever situações de cheias na bacia; essas previsões foram feitas para um alcance igual ao tempo de concentração dos pontos escolhidos para o monitoramento dos alertas, porque na dissertação não foram incorporadas previsões de chuva.

Para avaliar o resultado das previsões de cheias, foram considerados chuvas futuras igual a zero, e observou-se de modo geral, uma subestimativa em relação aos dados observados. Tais resultados não foram os esperados, entre os possíveis fatores associados a essa questão, são: (a) as medições de chuva não estão sendo registradas corretamente nas estações pluviométrica da bacia; (b) possíveis efeitos de reservatórios na bacia, desconsiderados na aplicação do modelo; e (c) distribuição temporal adotado (escala horária) para os dados de chuva e vazão, devido a que os resultados da discretização não são equivalentes aos que seriam obtidos por estações automáticas com registros horários.

Para trabalhar com o modelo IPH II, em primeiro lugar foi necessário a calibração do modelo, onde para isso foram selecionados cinco eventos, sendo encontrados um conjunto de parâmetros para cada evento, estes parâmetros variaram de acordo à qualidade dos dados hidrológicos utilizados. Nesta fase um evento foi desconsiderado devido a problemas de erro na série de dados, fato que mostra que o modelo apresentou boa sensibilidade à inconsistência dos dados observados. O IPH II tem a vantagem da simplicidade comparado com outros modelos mais sofisticados. Por tanto, em situações em que a informação é difícil de obter, o IPH II fornece uma opção viável para um sistema de alerta a cheias, ao proporcionar um meio para reduzir os custos e tempo da análise de dados de entrada.

Com esta dissertação, pretende-se reafirmar a importância da análise de dados na previsão de cheias com modelos hidrológicos conceituais, contribuindo de forma efetiva para diminuição das incertezas nas condições iniciais do modelo. Um maior prazo de monitoramento, investimentos em levantamentos e consistência dos dados em tempo real terão efeitos determinantes sobre a confiabilidade dos resultados do modelo e consequentemente da valorização do Sistema de Alerta junto



aos setores responsáveis pelas ações de defesa civil nas áreas de risco. Outras questões que poderiam potencialmente melhorar o desempenho das previsões de cheias são: uso de previsões de precipitações, que constituem ferramentas indispensáveis nos Sistemas de Alerta desenvolvidos na Europa e nos Estado Unidos.

## **RECOMENDAÇÕES**

Como sugestões para trabalhos futuros, recomenda-se que o método seja testado em um conjunto mais amplo de bacias, de diferentes amplitudes de escalas e de características climáticas e geomorfológicas, para assim garantir e confirmar as capacidades de previsão de cheias.

Finalmente, seria importante promover a construção de mais modelos de previsão de cheias com aplicação na bacia do rio Barigui aproveitando os dados históricos de precipitação já trabalhados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Orientações para operação de estações hidrométricas**. Superintendência de Gestão da Rede Hidrometeorológica. Brasília: ANA, SGH, 2012.

ARAUJO, A. N.; GUETTER, A. K. Validação da Chuva Estimada por Satélite CMORPH na Modelagem Hidrológica do Alto Iguaçu. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, p. 189-198, 2007.

AREIZA, Y.; VARGAS, G.; ARISTIZABAL, J.; SALAZAR, C. A. Diseño , construcción y prueba de un pluviómetro de cazoletas con comunicación inalámbrica. **Revista Colombiana de Física**, v. 44, n. 1, p. 39–41, 2012.

BATES, B.C.; TOWNLEY, L.R. Nonlinear, discrete flood event models: 3. Analysis of prediction uncertainty. **Journal of Hydrology**. 99, 91–101, 1988.

BEDIENT, P.B.; HOLDER, A.; BENEVIDES, A.; VIEUX, B.E., 2003. Radar-based flood warning system applied to tropical storm Allison. **Journal of Hydrology**. 8 (6), 308–318, 2003.

BREDA, Â. **Avaliação de melhorias para um sistema de previsão Hidrológica horária**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

BEVEN, K. J. et al. **TOPMODEL and GRIDATB: a users guide to the distribution versions (94.01)**, Lancaster University, Lancaster,UK, 1994.

CALVETTI, L.; PEREIRA FILHO, A. J.; BENETI, C.; NEUNDORFF, R. L. Previsão de vazão utilizando previsões de precipitação por conjuntos (ensemble). **Anais do XX Simposio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Rio Grande do Sul, pp.1–8, 2013.

CHANG, L. C.; SHEN, H. Y.; WANG, Y. F.; HUANG, J. Y.; LIN, Y. T. Clustering-based hybrid inundation model for forecasting flood inundation depths. **Journal of Hydrology**, v. 385, n. 1-4, p. 257–268, 2010.

CHEN, H.; YANG, D.; HONG, Y.; GOURLEY, J. J.; ZHANG, Y. Hydrological data assimilation with the Ensemble Square-Root-Filter: Use of streamflow observations to update model states for real-time flash flood forecasting. **Advances in Water Resources**, v. 59, p. 209–220, 2013.

CLARK, C.O. **Storage and the unit hydrograph**. Transactions of the ASCE, v.110, p.1419-1446, 1945.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Sistema de Alerta de eventos criticos**. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/sace/>. Último acesso: 2015.

CUNHA, L. K. **Sistemas avançados de previsão hidrológica e operação hidráulica em tempo real**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em

Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

EFAS - **European Flood Awareness Systema**. Disponible em: <http://www.efas.eu/>. Último acesso: 2016.

EVANGELISTA, A. W. P. **Metodologia para dimensionamento e manejo de sistemas de drenagem agrícola**. Dissertação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2003.

FCTH - **Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica**. Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo. Disponível em: <http://www.saisp.br>. Último acesso: 2015.

FERREIRA, W. R. B. **Planejamento de trajetórias robóticas utilizando b-splines**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2011.

FILL et al. **Projeto Pen-04 - Modelagem Hidrológica e Ambiental de Bacias Hidrográficas**. Curitiba: Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza, 2002.

FUENTES, O.; QUAAS, R.; JIMÉNEZ, M.; FRANCO, M.; MORALES, H.; PRADO, J. **Sistemas de Alerta Hidrometeorológica en Acapulco, Tijuana, Motozintla, Tapachula y Monterrey**. CI/RH-CM/IH México D.F- México, 98 p, 2002.

HAAS, J. **Validação do uso da previsão meteorológica de chuva na previsão de afluências**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

HAO, F.; SUN, M.; GENG, X.; HUANG, W.; OUYANG, W. Coupling the Xinanjiang model with geomorphologic instantaneous unit hydrograph for flood forecasting in northeast China. **International Soil and Water Conservation Research**, v. 3. pp. 66–76, 2015.

HILL, C.; VERJEE, F. **Flash flood early warning system**. Program COMET. University Corporation For Atmospheric Research, 2010.

JACKS, E.; DAVIDSON, J.; WAI, H. G.; DUPUY, A. D. C.; TUTIS, V. **Guidelines on Early Warning Systems and Application of Nowcasting and Warning Operations (PWS 21)**. Organización Meteorológica Mundial (OMM), n. 1559, 2010.

JOREGESON, J.; JULIEN, P. **Peak flow forecasting with radar precipitation and the distributed model CASC2D**. IWRA Water Int. 30 (1), 40–49, 2005.

LIN, G.-F.; CHOU, Y.-C.; WU, M.-C. Typhoon flood forecasting using integrated two-stage Support Vector Machine approach. **Journal of Hydrology**, v. 486, pp. 334–342, 2013.

MAGGIOTTO, S. R.; DIAS, N. L.; VISSOTTO, S.; PREVEDELLO, C. L.; NASCIMENTO, E. L. Diretrizes para Redes Automáticas e Telemétricas de Superfície. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, p. 225–240, 2007.

MELLER, A.; BRAVO, J.M.; COLLISCHONN, W. Assimilação de Dados de Vazão na Previsão de Cheias em Tempo-Real com o Modelo Hidrológico MGB-IPH. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 17, p. 209–224, 2012.

MINE, M. R. M. **Método determinístico para minimizar o conflito entre gerar energia e controlar cheias**. Dissertação de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

MINE, M. R.; TUCCI, C. E. Gerenciamento da Produção de Energia e Controle de Inundação : Foz do Areia no Rio Iguaçu. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 7, pp. 85–107, 2002.

MOREIRA, I. **Modelagem hidrológica chuva-vazão com dados de radar e pluviômetros**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

MULLER, I. I. **Métodos de avaliação da evaporação e evapotranspiração: análise comparativa para o Estado do Paraná**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Curitiba, 1995.

OLEYIBLO, J. Application of HEC-HMS for flood forecasting in Misai and Wan'an catchments in China. **Water Science and Engineering**, v. 3, pp. 14–22, 2010.

PROJETO BARIGUI. **Avaliação do custo-benefício de medidas de controle de cheias e despoluição urbana: estudo de caso da bacia do Rio Barigui**. Curitiba: UFPR-DHS, 154 p. 2003.

SAAVEDRA, I.; LOPEZ, J.L.; GARCIA-MARTINEZ, R. Dynamic wave study of flow intidal channel system of San Juan River. **Journal of Hydraulic Engineering**, 129 (7), 519–526. 2003.

SABINO, A.A., QUERIDO, A.L., Sousa, M.I. Flood management in Cape Verde. The case study of Praia. **Urban Water** 1, 161–166. 1999.

SHIH, D.-S.; CHEN, C.-H.; YEH, G.-T. Improving our understanding of flood forecasting using earlier hydro-meteorological intelligence. **Journal of Hydrology**, v. 512, p. 470–481, 2014.

THIELEN, J.; BARTHOLMES, J.; RAMOS, M. H.; DE ROO, A. **The European Flood Alert System; Part 1: Concept and development**. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, v. 5, pp. 257–287, 2008.

THOMSEN, L.S. **Aplicação do modelo de previsão de vazões IPH II para controle de cheias**. Trabalho de Conclusão de Curso, Programa de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

TUCCI, C. E. M. **Simulação no gerenciamento do recursos hídricos**. In: BARTH, F.T. et al. Modelos para gerenciamento de recursos hídricos. São Paulo: Nobel: ABRH, 1987.

TUCCI, C. E. M.; CAMPANA, N. A. Simulação Distribuída com IPH II: nova versão. **Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Gramado-RS. Rio de Janeiro: ABRH, v. 3, p. 495-504, 1993.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Editora Universitária UFRGS, Porto Alegre, 1998.

UN/ISDR. **Living with risk: a global review of disaster reduction initiatives**. Editor: Paul J. Pilon. 2004.

## APÊNDICES

### Apêndice A

Dados pluviométricos e fluviométricos nos eventos de cheias selecionados

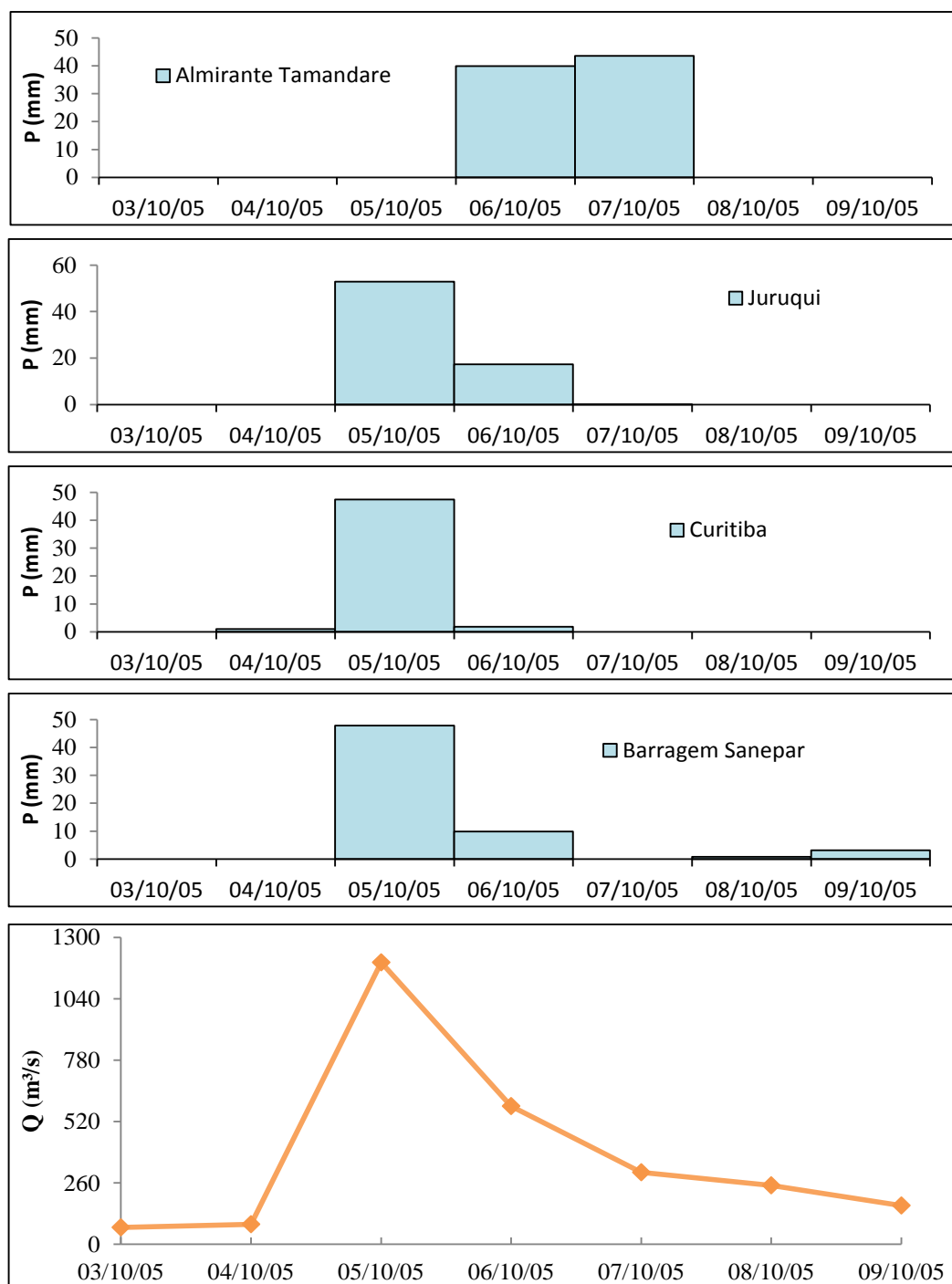


Figura A. 1 – Dados pluviométricos e fluviométricos no evento

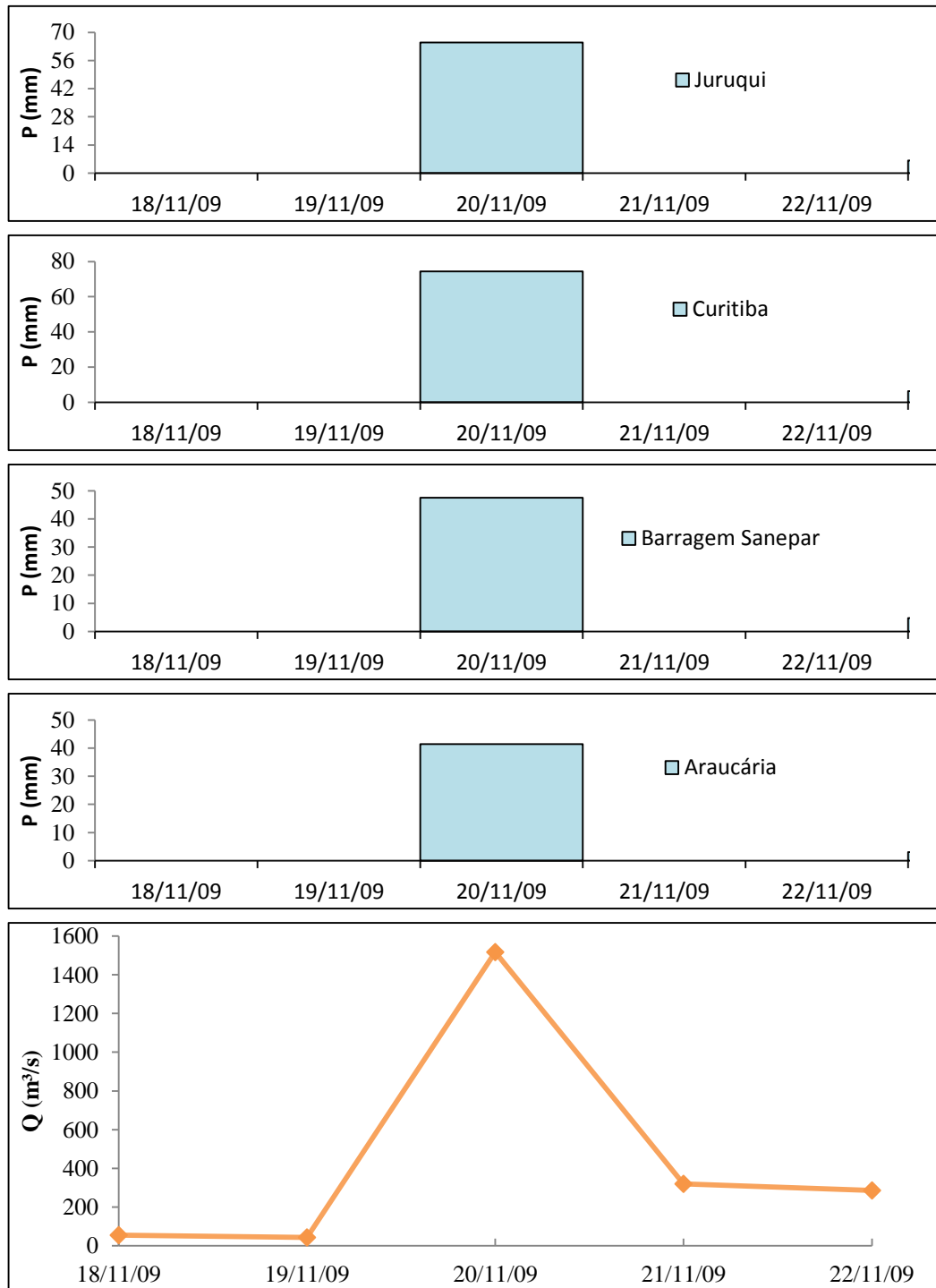


Figura A. 2 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 2

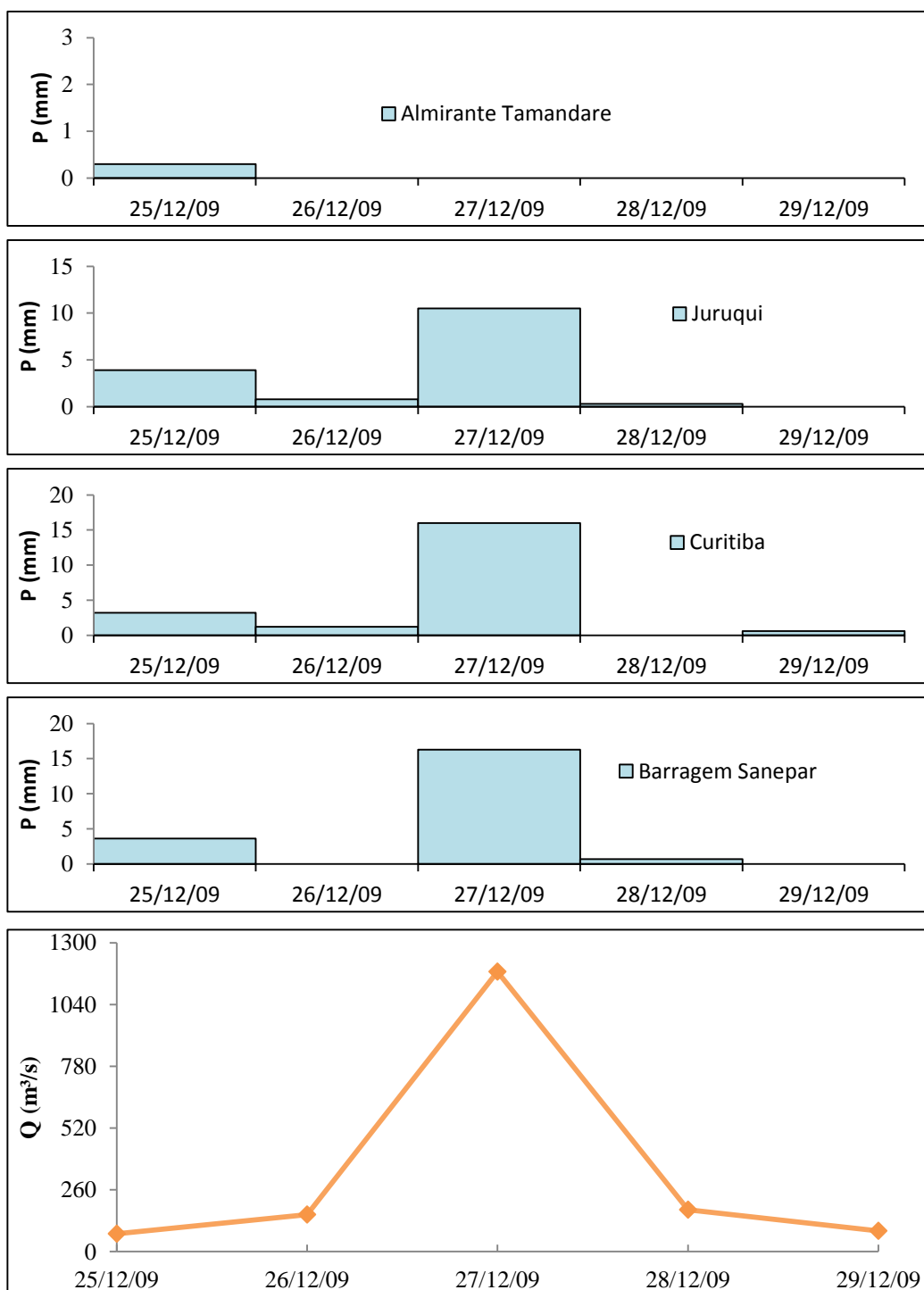


Figura A. 3 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 3



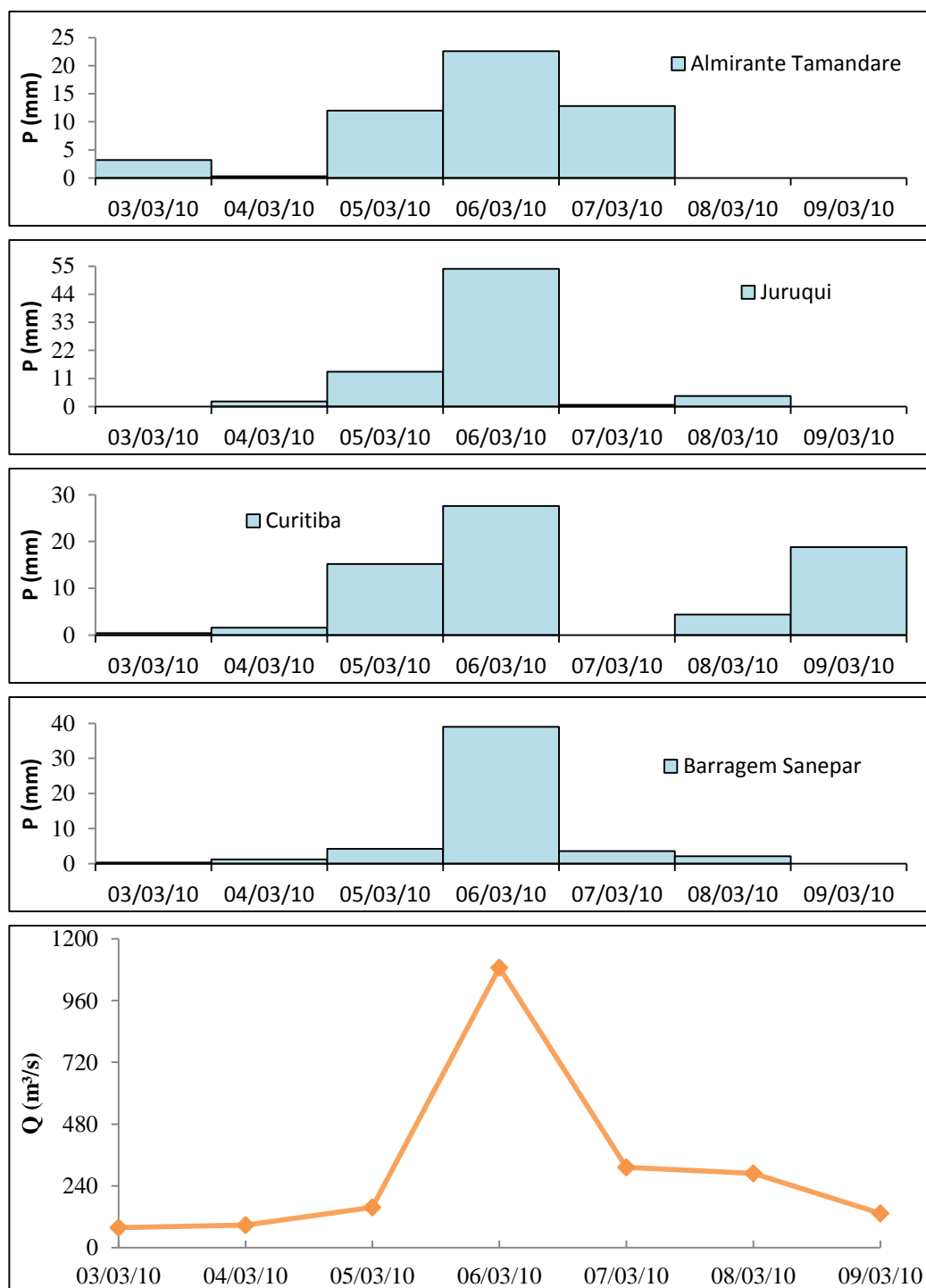


Figura A. 4 – Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 4

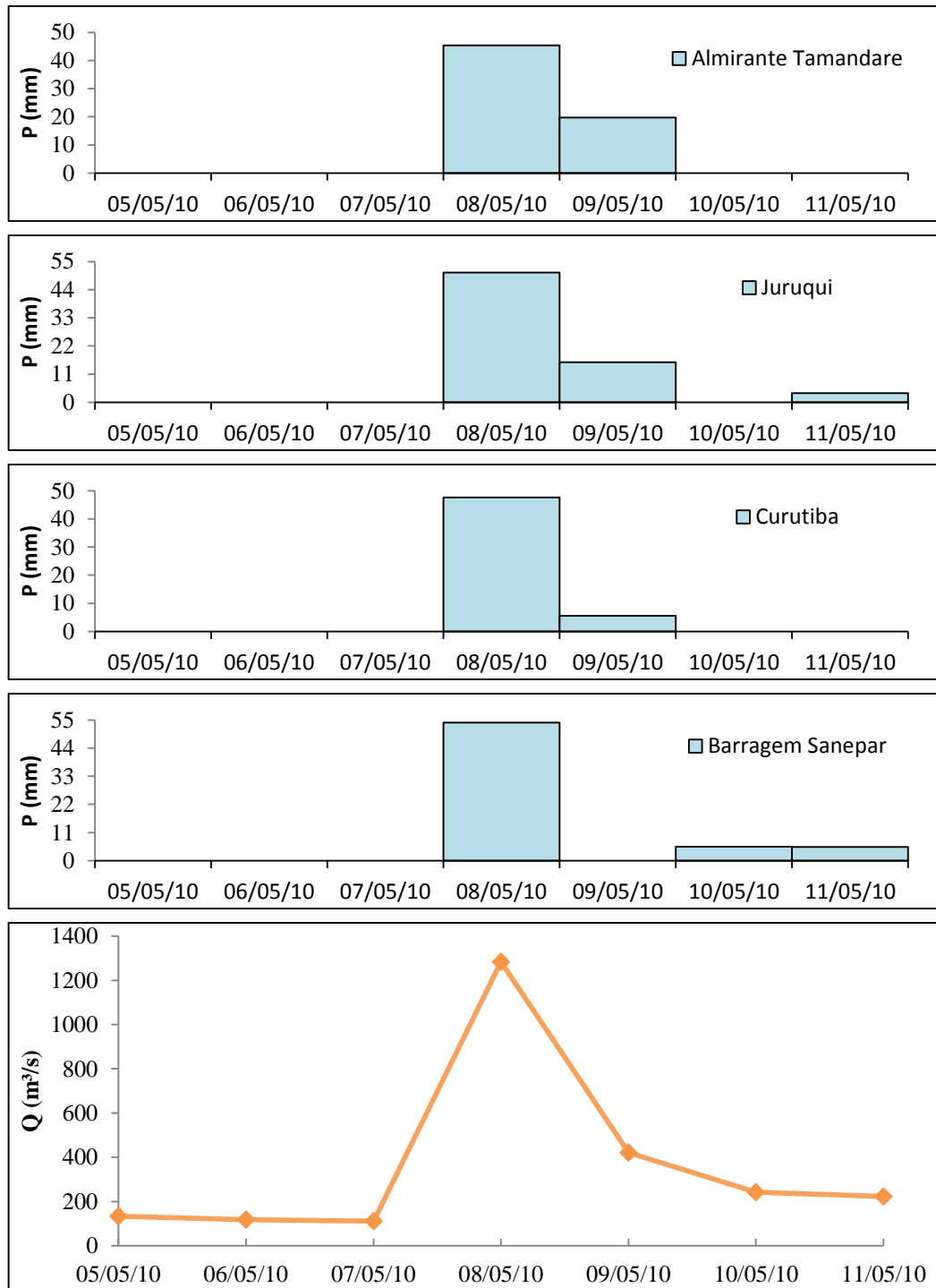


Figura A. 5 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 5

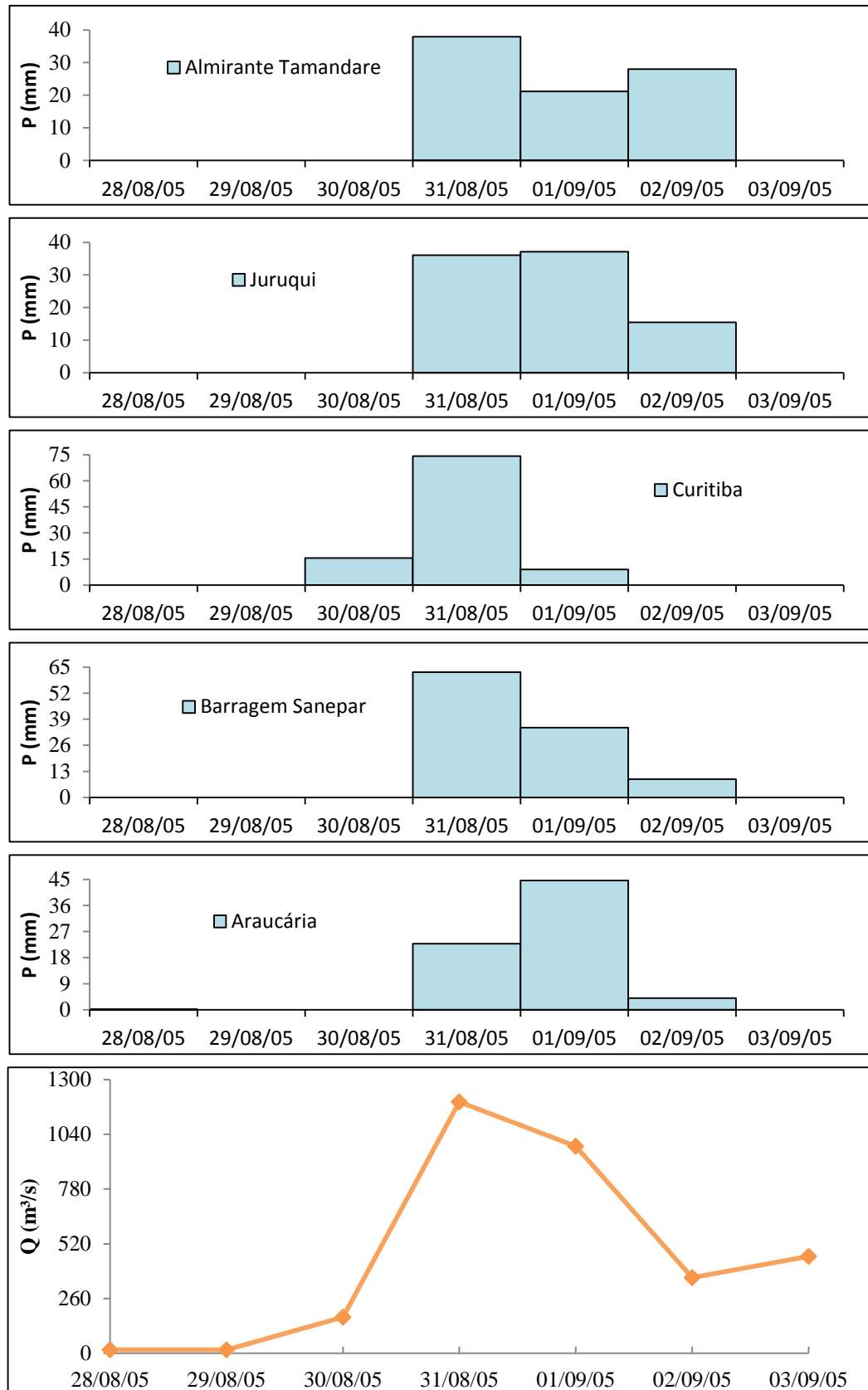


Figura A. 6 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 6

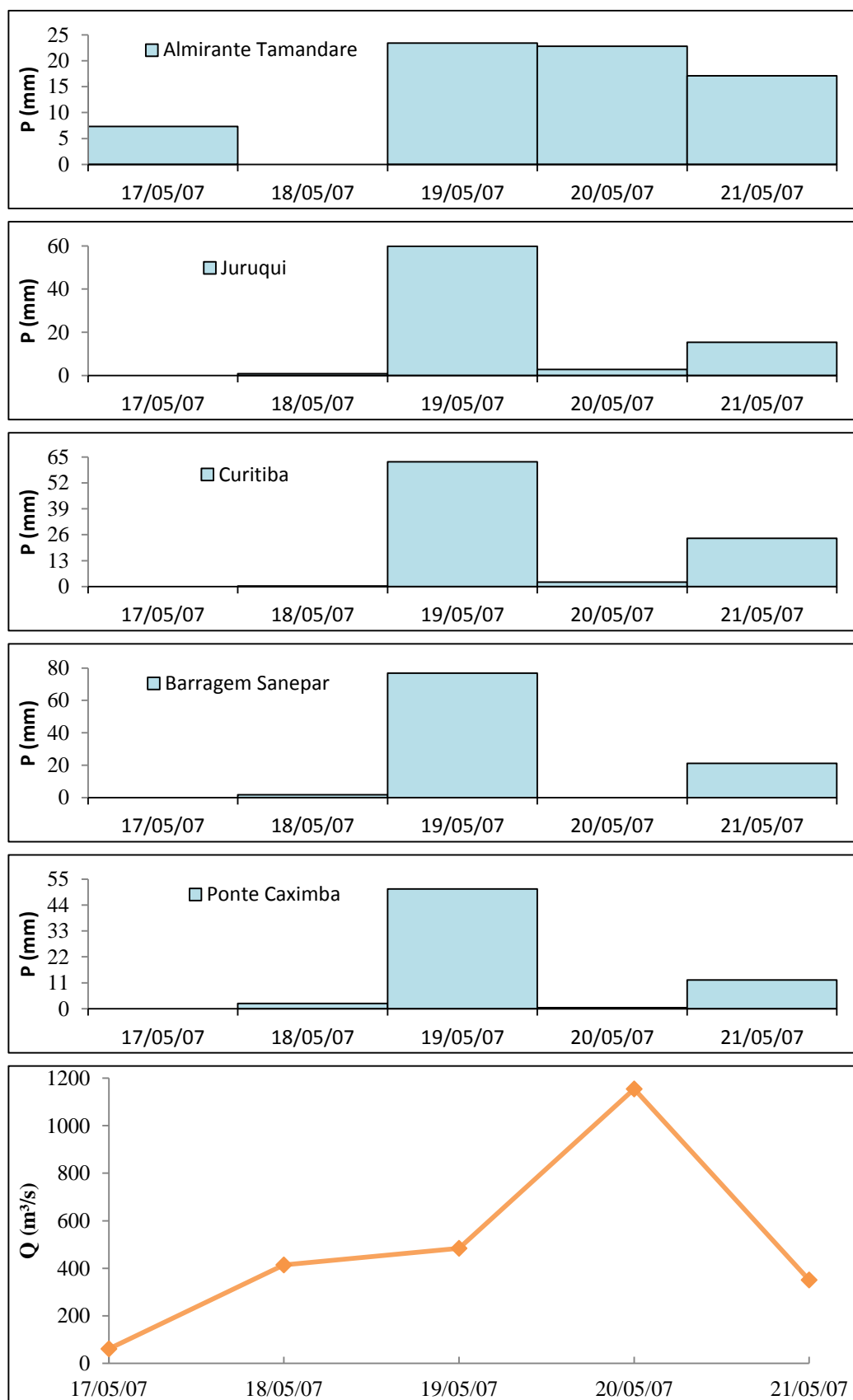


Figura A. 7 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 7

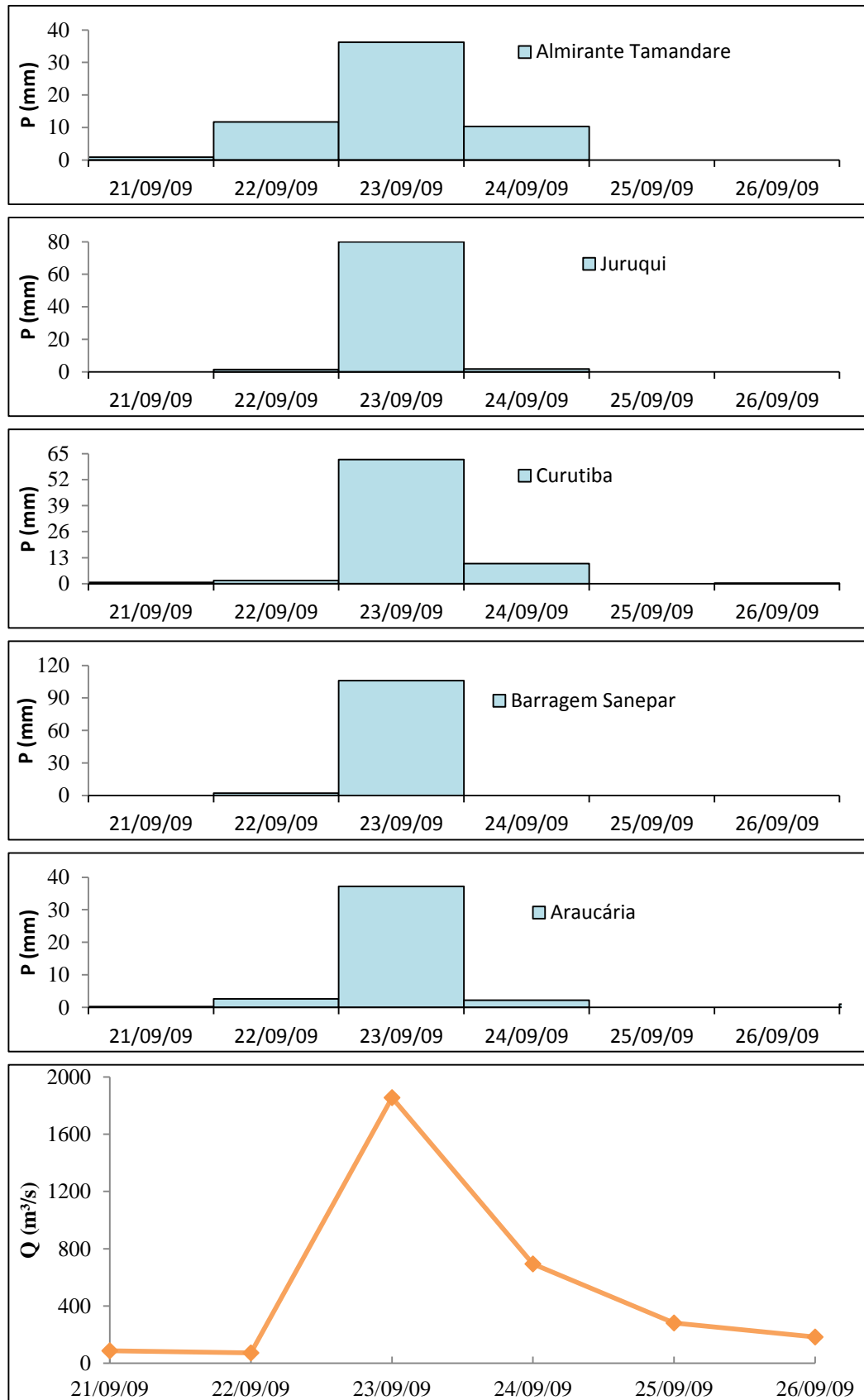


Figura A. 8 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 8

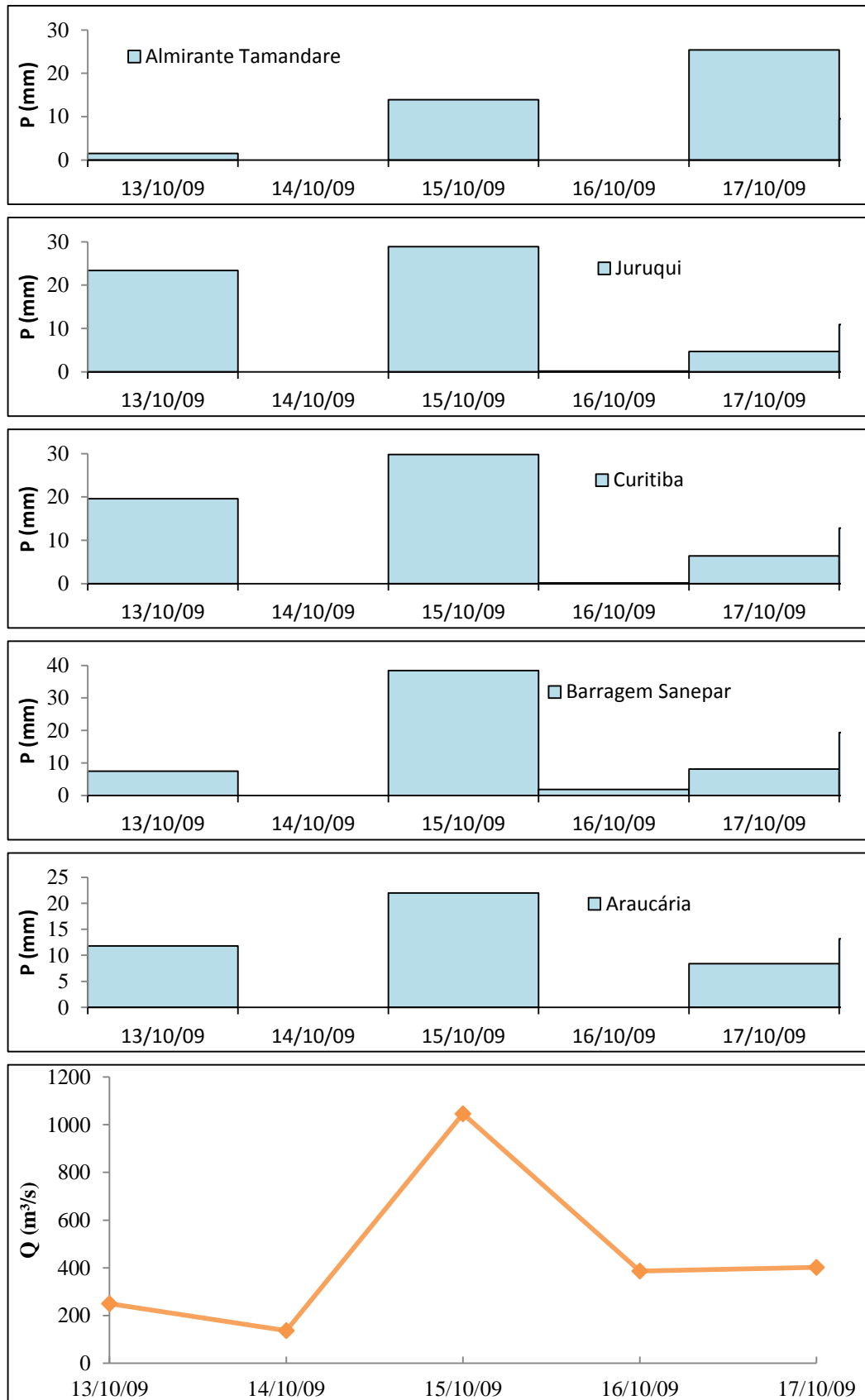


Figura A. 9 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 9

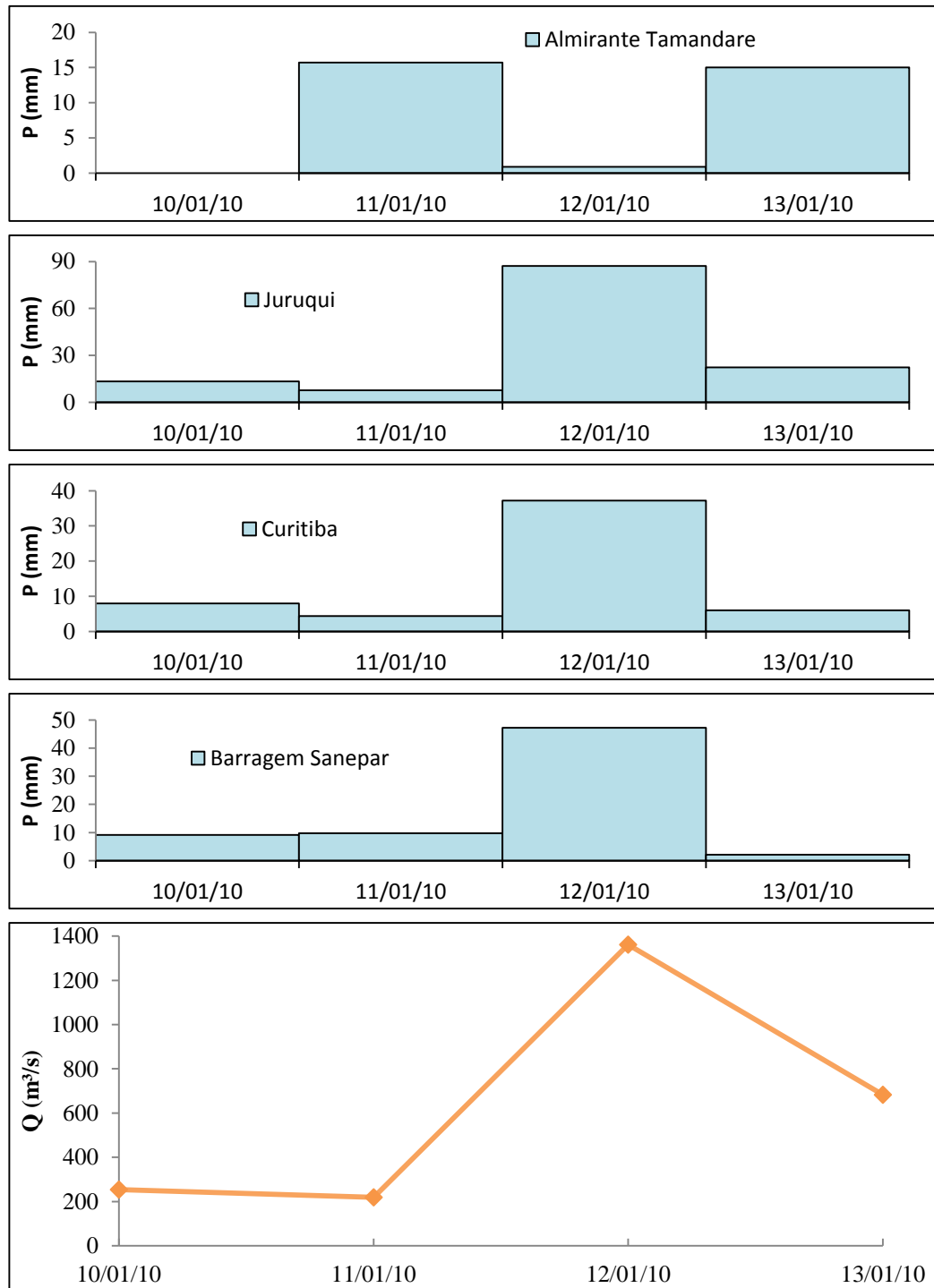


Figura A. 10 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 10

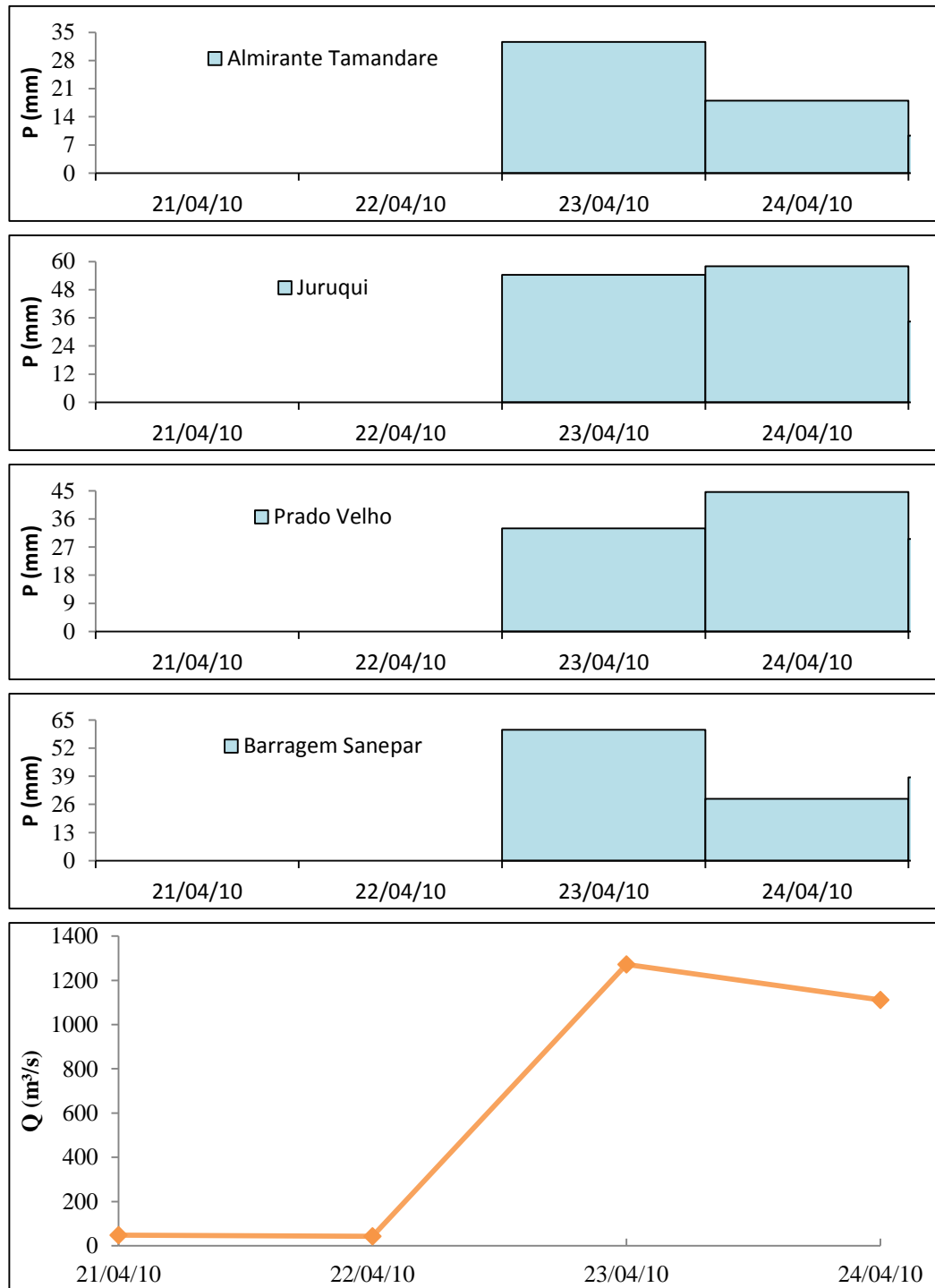


Figura A. 11 - Dados pluviométricos e fluviométricos no evento 11



Tabela A. 1 – Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 1

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar
03/10/05	72,1	0,0	0,0	0,0	0,0
04/10/05	84,4	0,0	0,0	1,0	0,0
05/10/05	1193,7	0,0	52,9	47,4	47,8
06/10/05	585,3	39,9	17,3	1,8	9,9
07/10/05	304,5	43,6	0,1	0,0	0,0
08/10/05	249,9	0,0	0,0	0,0	0,8
09/10/05	164,1	0,0	0,0	0,0	3,1

Tabela A. 2 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 2

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)				
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar	Araucária
18/11/09	55,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19/11/09	42,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20/11/09	1517,4	0,0	64,9	74,4	47,5	41,4
21/11/09	320,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22/11/09	285,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela A. 3 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 3

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar
25/12/09	75,2	0,3	3,9	3,2	3,6
26/12/09	156,3	0,0	0,8	1,2	0,0
27/12/09	1178,1	0,0	10,5	16,0	16,3
28/12/09	175,8	0,0	0,3	0,0	0,7
29/12/09	87,7	0,0	0,0	0,6	0,0

Tabela A. 4 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 4

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar
03/03/10	78,2	3,2	0,0	0,4	0,3
04/03/10	87,7	0,3	2,0	1,6	1,2
05/03/10	156,3	12,0	13,7	15,2	4,2
06/03/10	1088,4	22,6	53,9	27,6	39,0
07/03/10	312,3	12,8	0,7	0,0	3,6
08/03/10	288,9	0,0	4,1	4,4	2,1
09/03/10	133,1	0,0	0,0	18,8	0,0

Tabela A. 5 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 5

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar
05/05/10	133,1	0,0	0,0	0,0	0,0
06/05/10	118,4	0,0	0,0	0,0	0,0
07/05/10	111,2	0,0	0,0	0,0	0,0
08/05/10	1283,4	45,4	50,7	47,6	54,0
09/05/10	421,5	19,7	15,7	5,6	0,0
10/05/10	242,1	0,0	0,0	0,0	5,5
11/05/10	222,6	0,0	3,6	0,0	5,4

Tabela A. 6 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 6

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)				
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar	Araucária
28/08/05	16,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2
29/08/05	16,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
30/08/05	171,9	0,0	0,0	15,6	0,0	0,0
31/08/05	1193,7	37,9	36,1	74,2	62,4	22,8
01/09/05	983,1	21,2	37,1	9,0	34,8	44,6
02/09/05	359,1	28,0	15,5	0,0	9,1	4,0
03/09/05	460,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela A. 7 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 7

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)				
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar	Ponte Caximba
17/05/07	60,6	7,3	0,0	0,0	0,0	0,0
18/05/07	413,7	0,0	0,8	0,2	1,8	2,2
19/05/07	483,9	23,4	59,8	62,6	76,8	50,8
20/05/07	1154,7	22,8	2,8	2,2	0,0	0,4
21/05/07	351,3	17,1	15,4	24,2	21,2	12,2

Tabela A. 8 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 8

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)				
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar	Araucária
21/09/09	87,7	0,9	0,0	0,6	0,0	0,2
22/09/09	72,1	11,7	1,5	1,6	2,1	2,6
23/09/09	1856,7	36,2	79,9	62,0	105,9	37,2
24/09/09	694,5	10,3	1,7	10,0	0,0	2,2
25/09/09	281,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
26/09/09	183,6	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0

Tabela A. 9 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 9

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)				
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar	Araucária
13/10/09	249,9	1,5	23,4	19,6	7,5	11,8
14/10/09	136,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15/10/09	1045,5	13,9	28,9	29,8	38,4	22,0
16/10/09	386,4	0,0	0,2	0,2	1,9	0,0
17/10/09	402,0	25,4	4,7	6,4	8,1	8,4

Tabela A. 10 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 10

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Curitiba	Barragem Sanepar
10/01/10	253,8	0,0	13,4	8,0	9,1
11/01/10	218,7	15,7	7,7	4,4	9,8
12/01/10	1361,4	0,9	87,2	37,2	47,2
13/01/10	682,8	15,0	22,4	6,0	2,1

Tabela A. 11 - Dados Pluviométricos e Fluviométricos do evento 11

	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)			
Data	Ponte Caximba	Almirante Tamandaré	Juruqui	Prado Velho	Barragem Sanepar
21/04/10	47,4	0,0	0,0	0,0	0,0
22/04/10	42,4	0,0	0,0	0,0	0,0
23/04/10	1271,7	32,6	54,4	33,0	60,5
24/04/10	1111,8	18,0	58,0	44,6	28,6

Apêndice B

Centro de gravidade da precipitação nos eventos de cheias selecionados

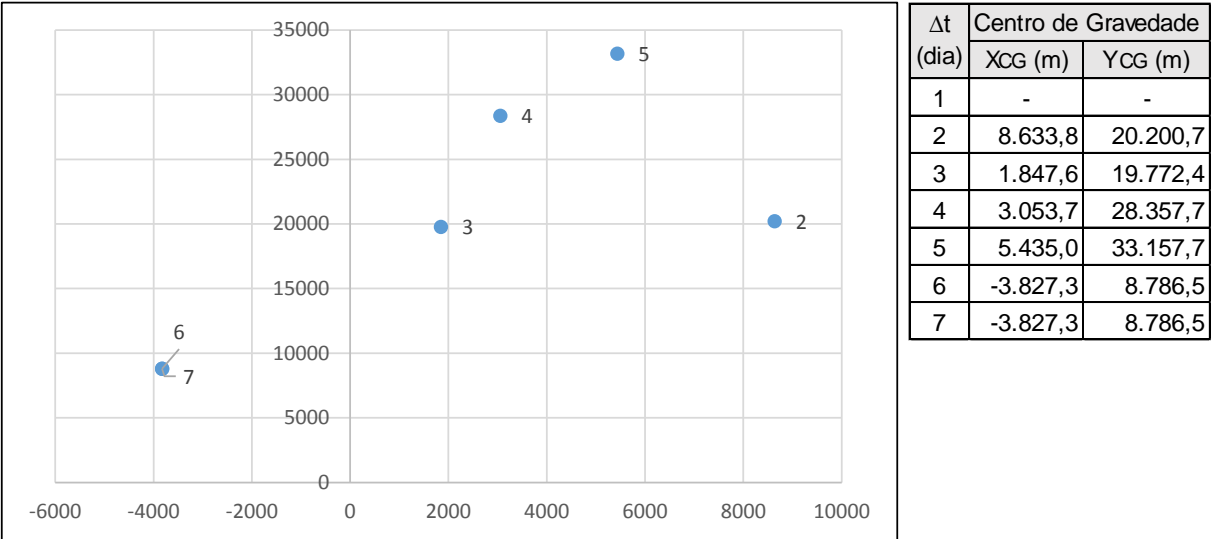


Figura B. 1 – Centro de gravidade da precipitação no evento 1

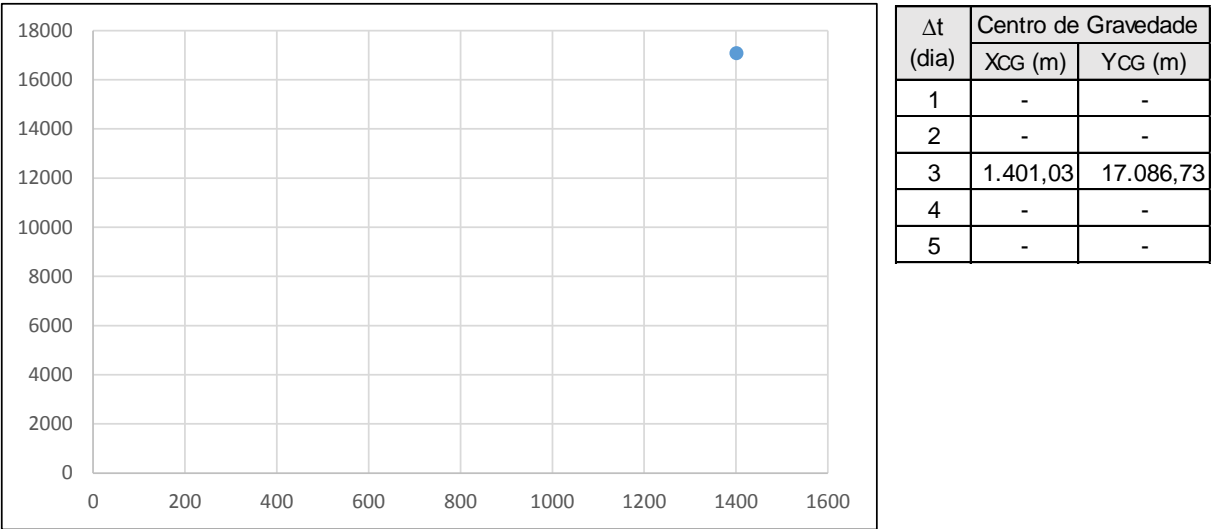


Figura B. 2 - Centro de gravidade da precipitação no evento 2

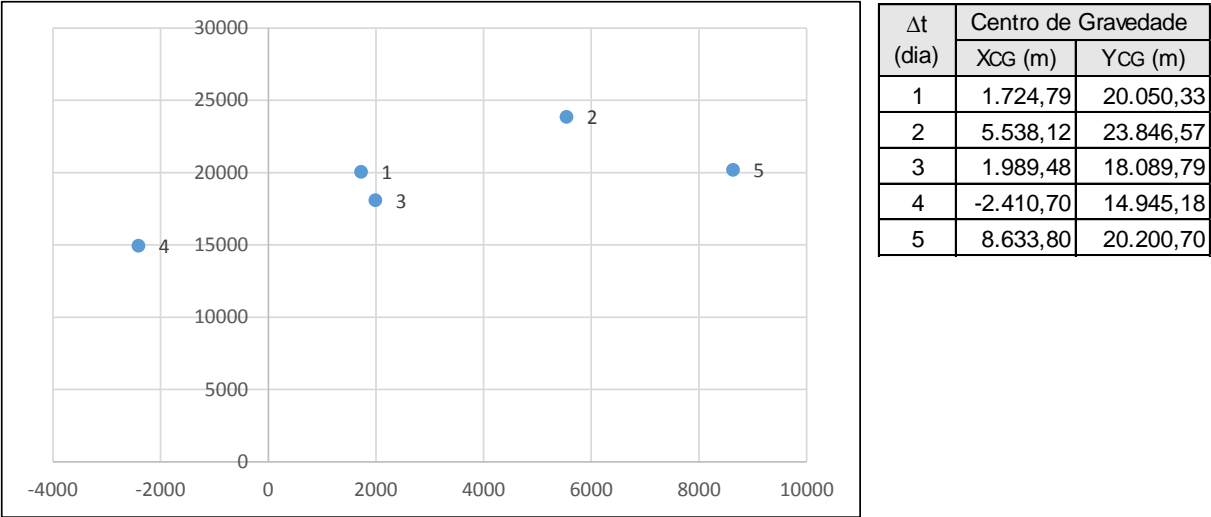


Figura B. 3 - Centro de gravidade da precipitação no evento 3

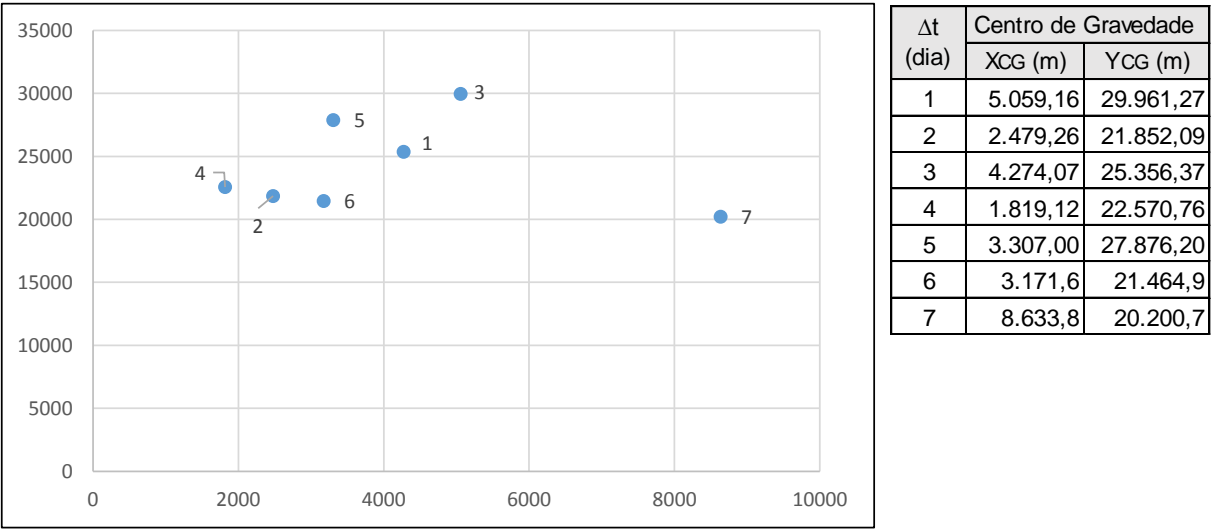


Figura B. 4 - Centro de gravidade da precipitação no evento 4

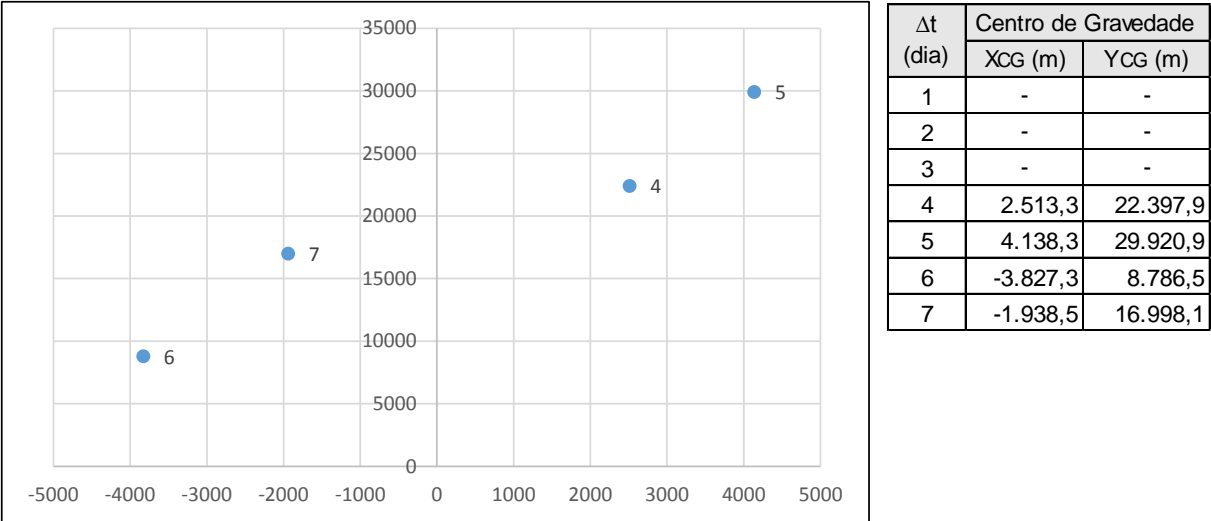


Figura B. 5 - Centro de gravidade da precipitação no evento 5

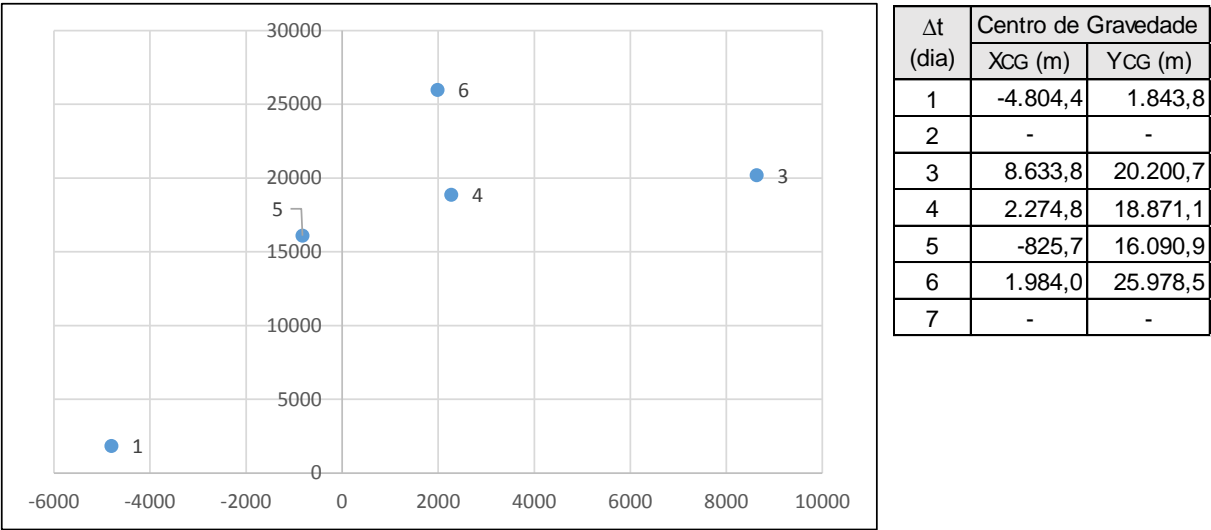


Figura B. 6 - Centro de gravidade da precipitação no evento 6

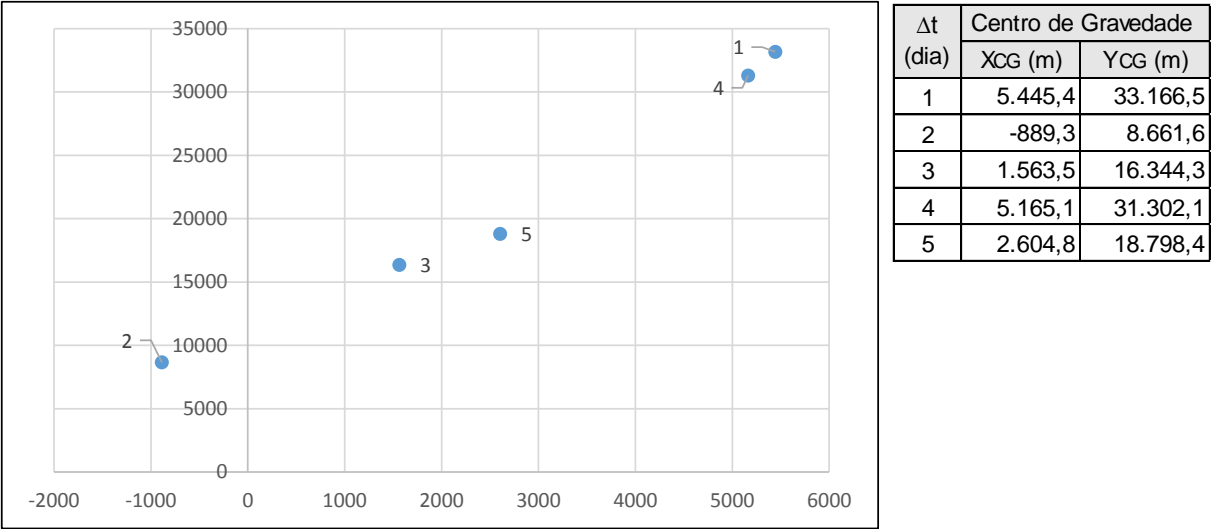


Figura B. 7 - Centro de gravidade da precipitação no evento 7

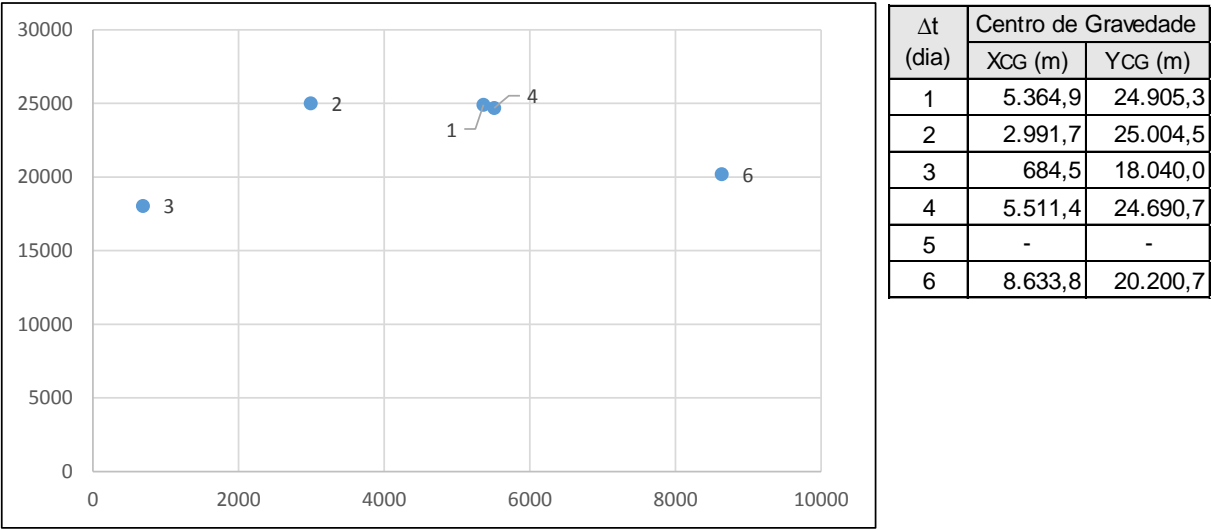


Figura B. 8 - Centro de gravidade da precipitação no evento 8



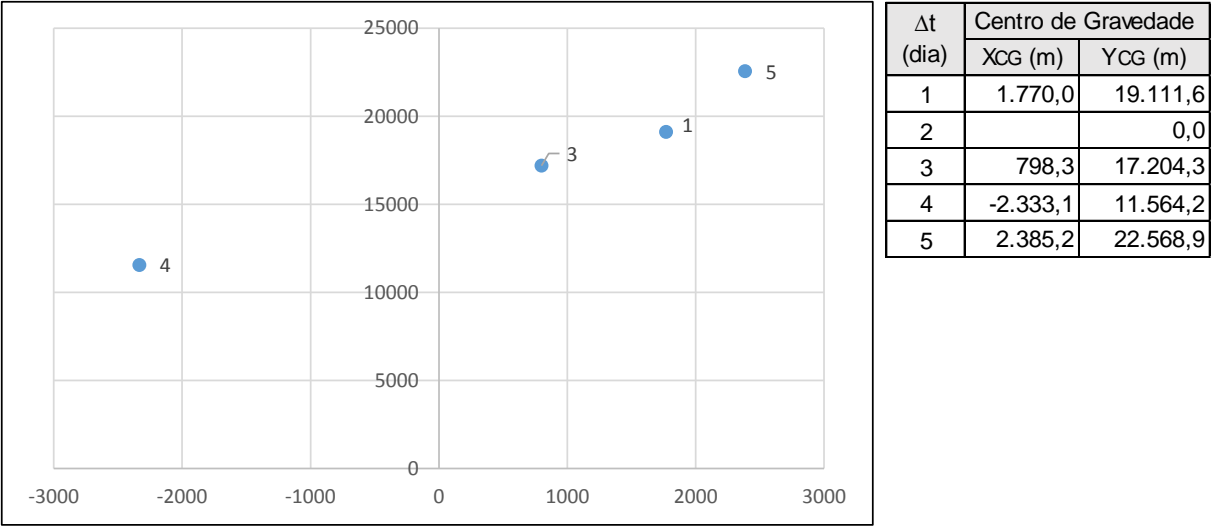


Figura B. 9 - Centro de gravidade da precipitação no evento 9

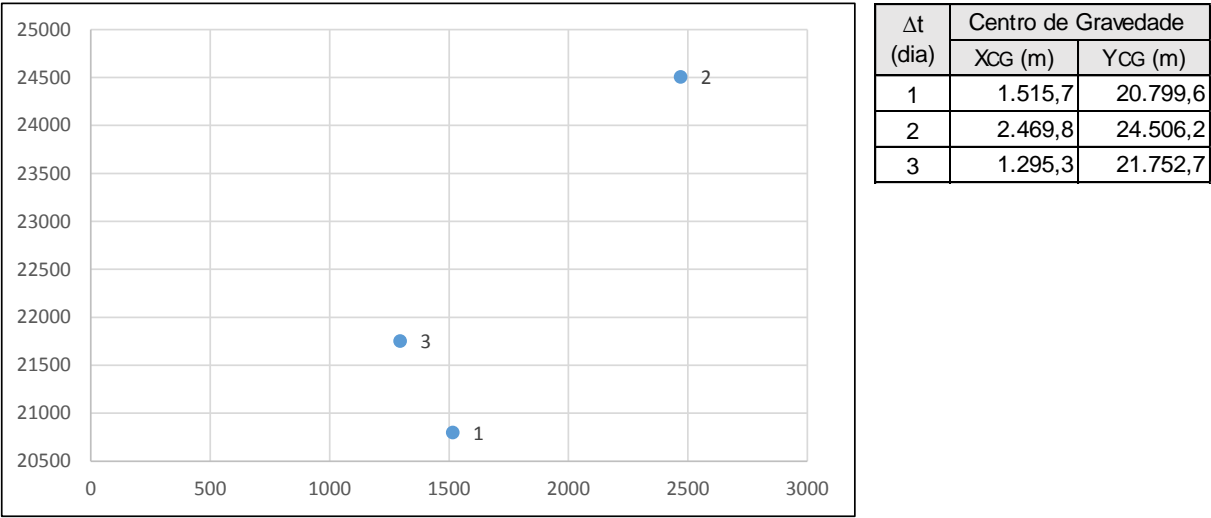


Figura B. 10 - Centro de gravidade da precipitação no evento 10

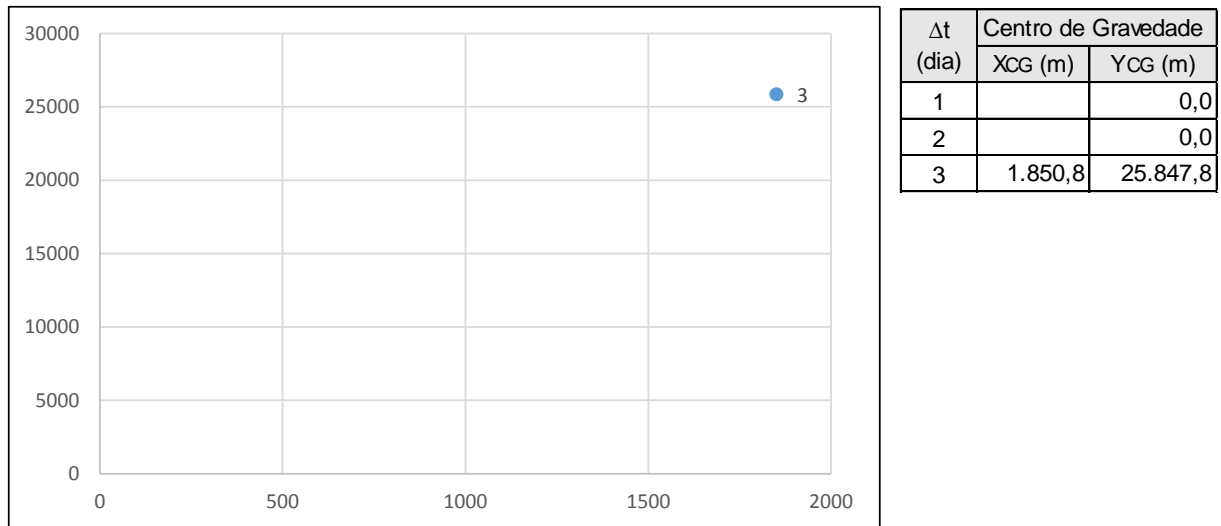


Figura B. 11 - Centro de gravidade da precipitação no evento 11

## Apêndice C

Discretização horaria das vazões e precipitações média nos eventos de cheias selecionados

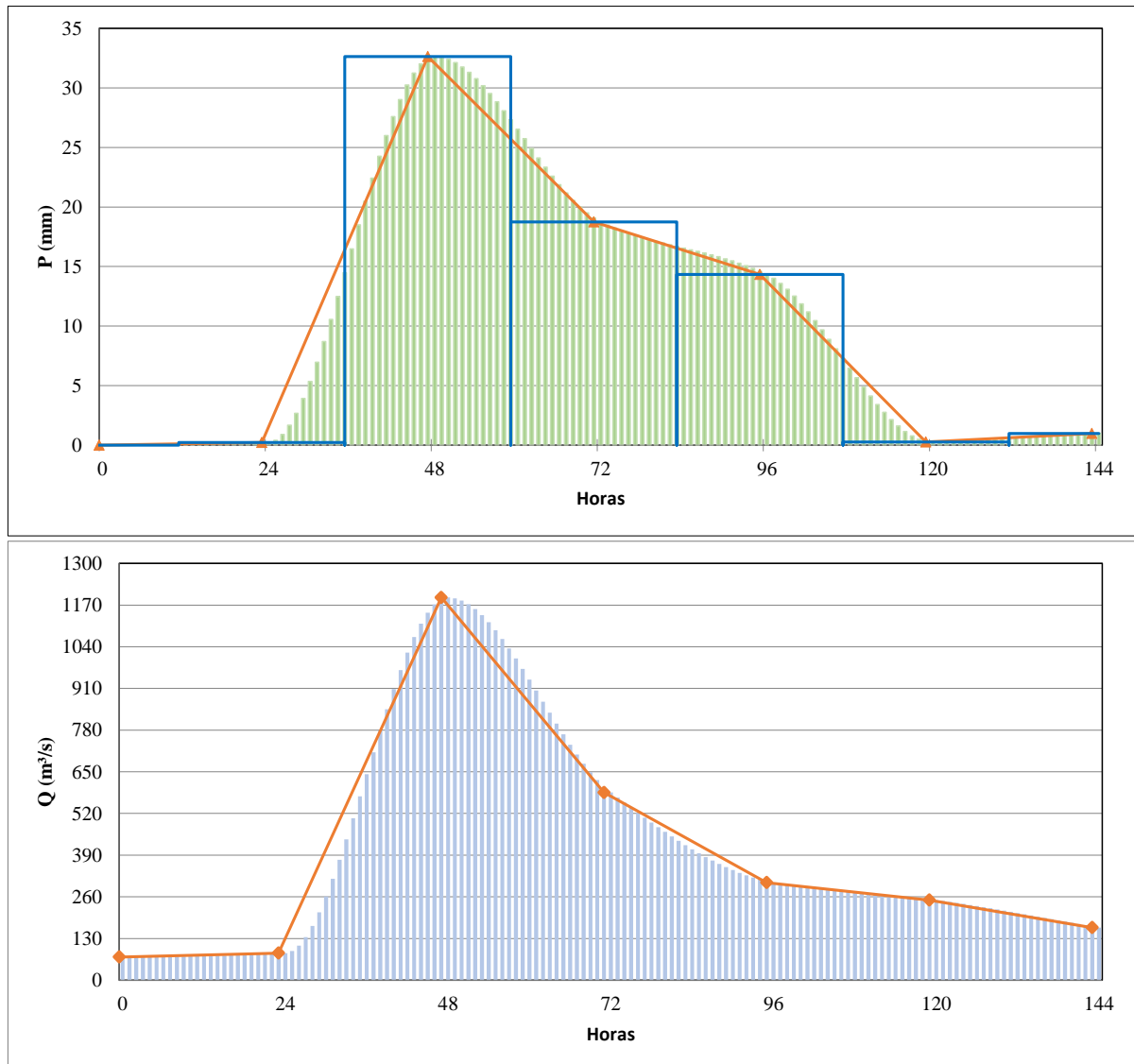


Figura C. 1 – Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 1

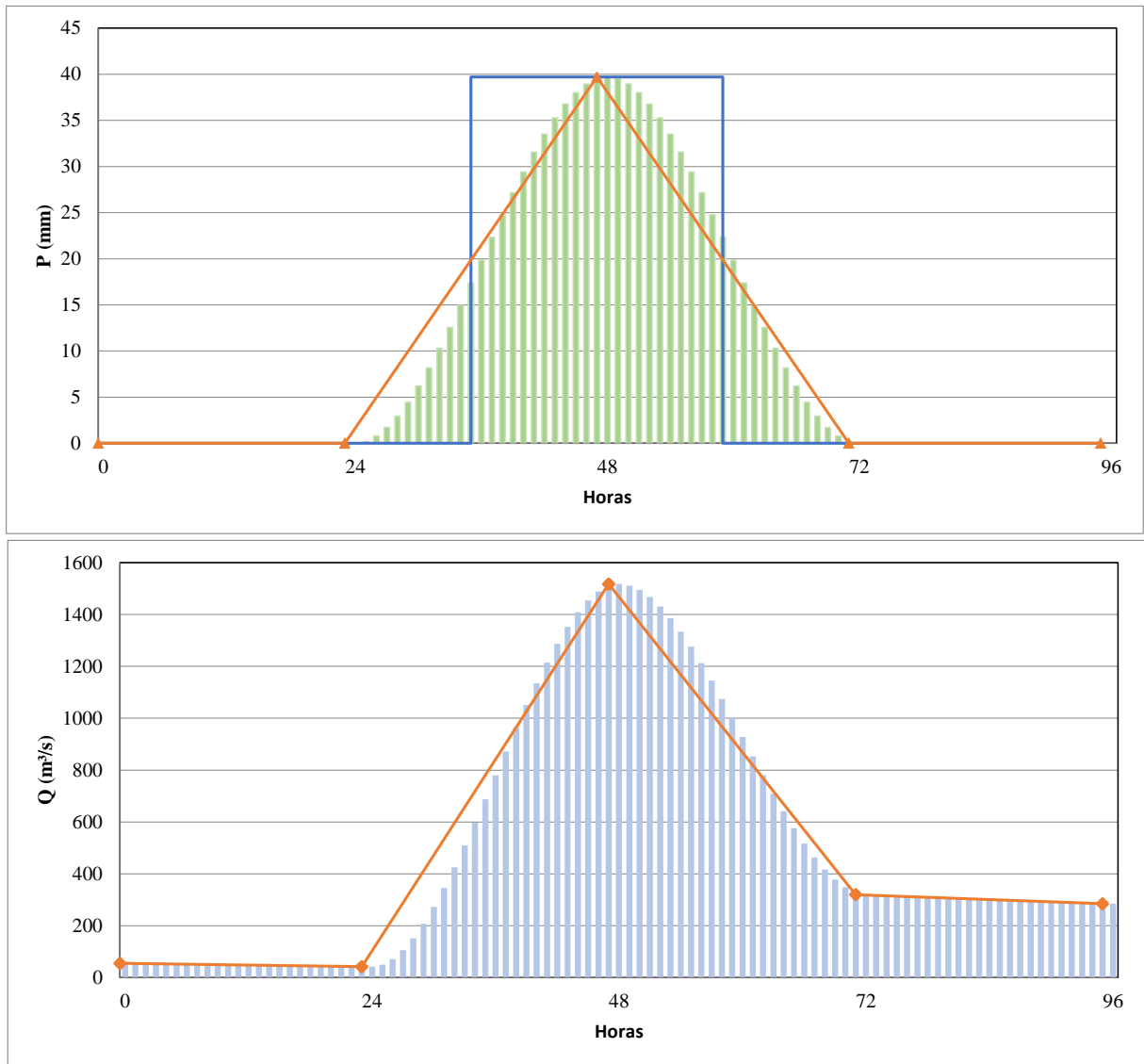


Figura C. 2 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 2

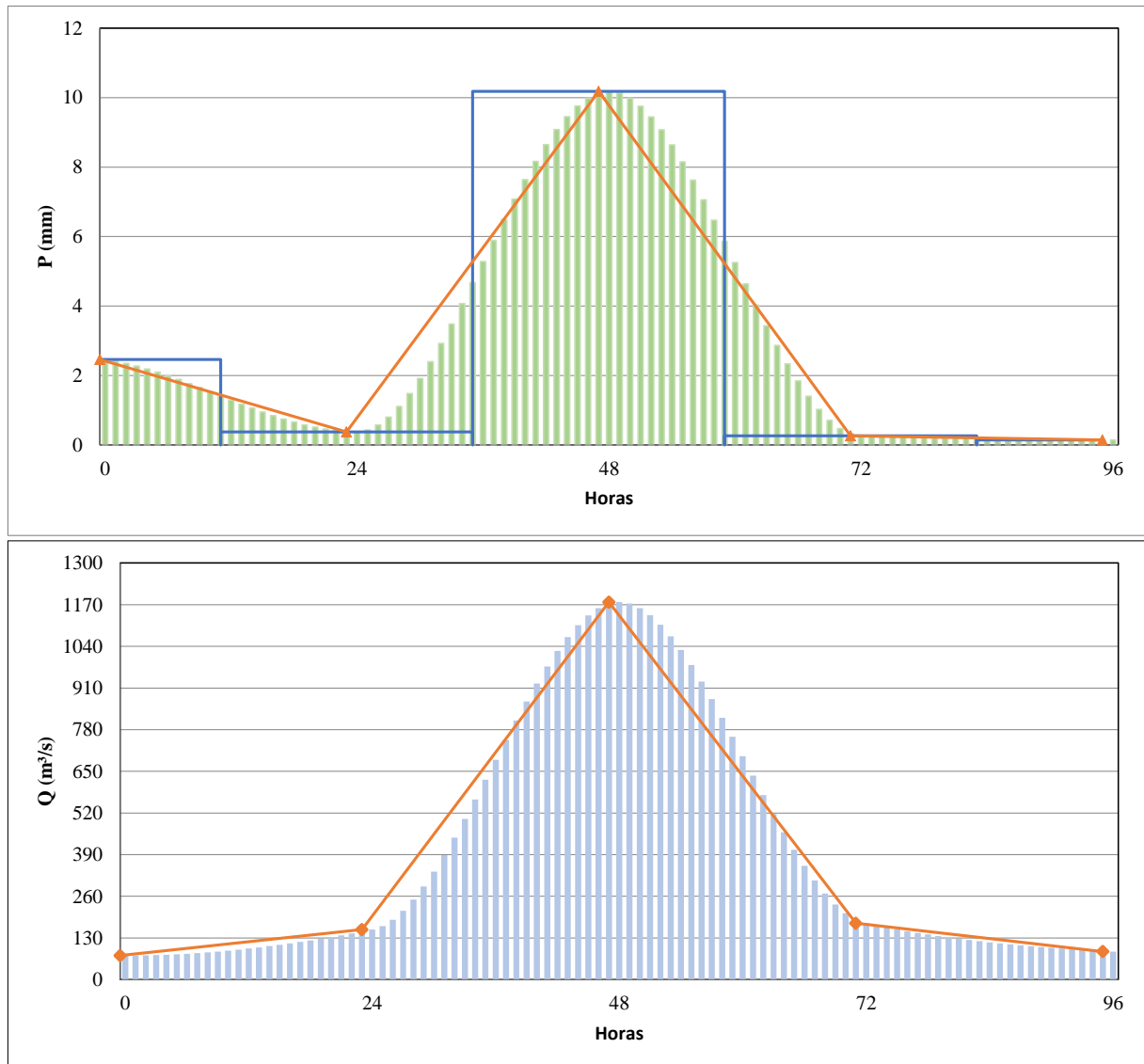


Figura C. 3 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 3

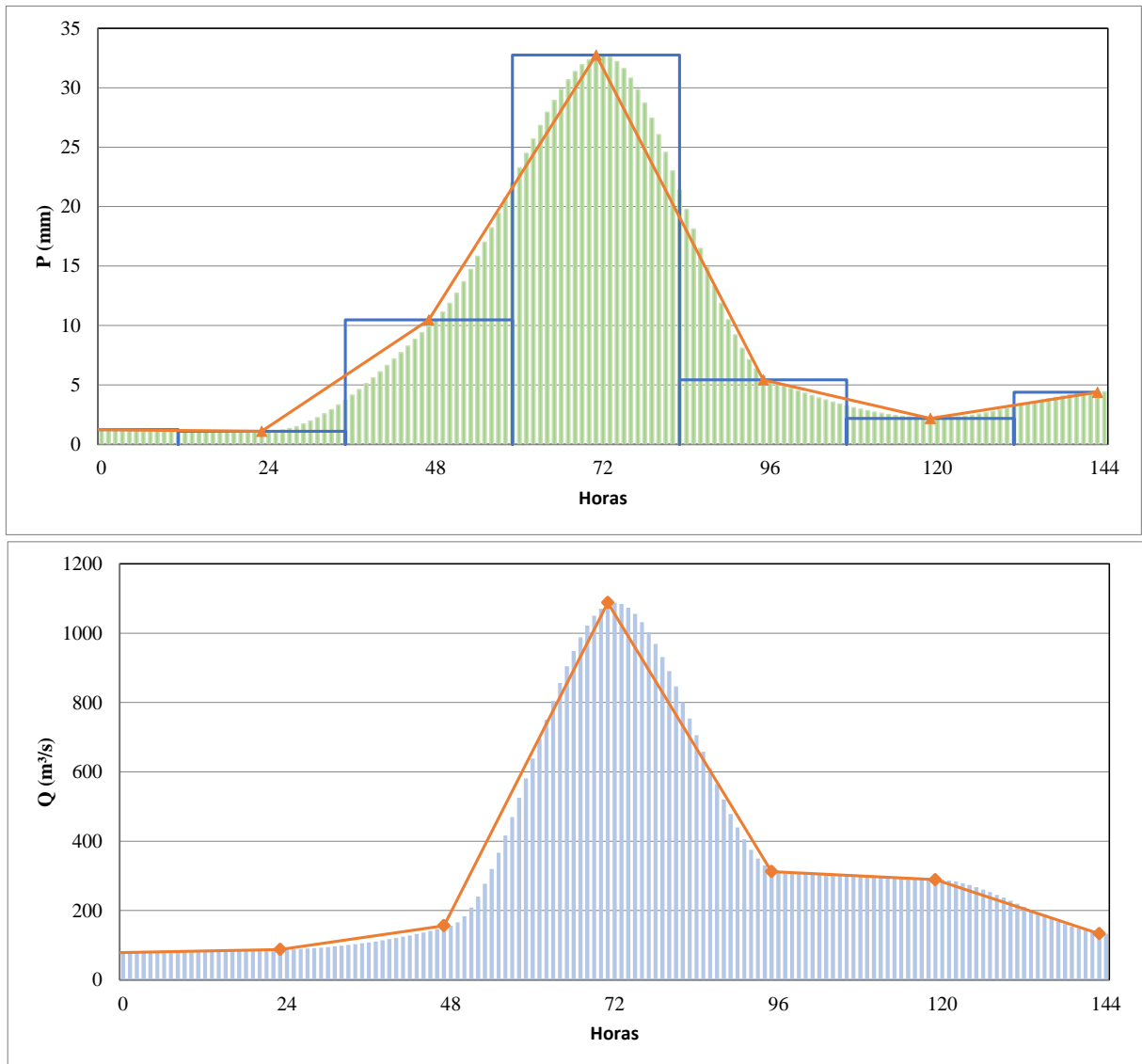


Figura C. 4 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 4

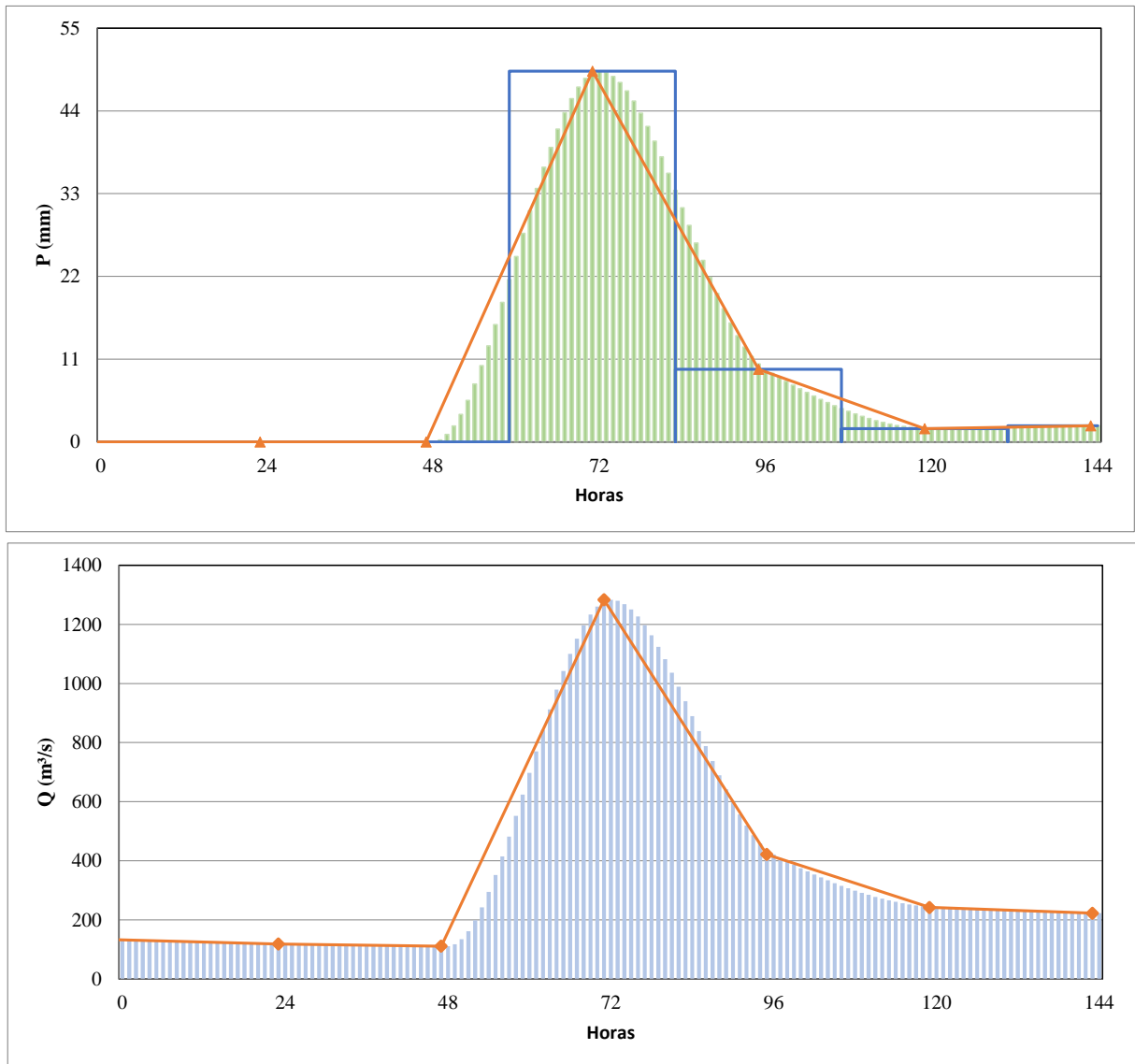


Figura C. 5 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 5

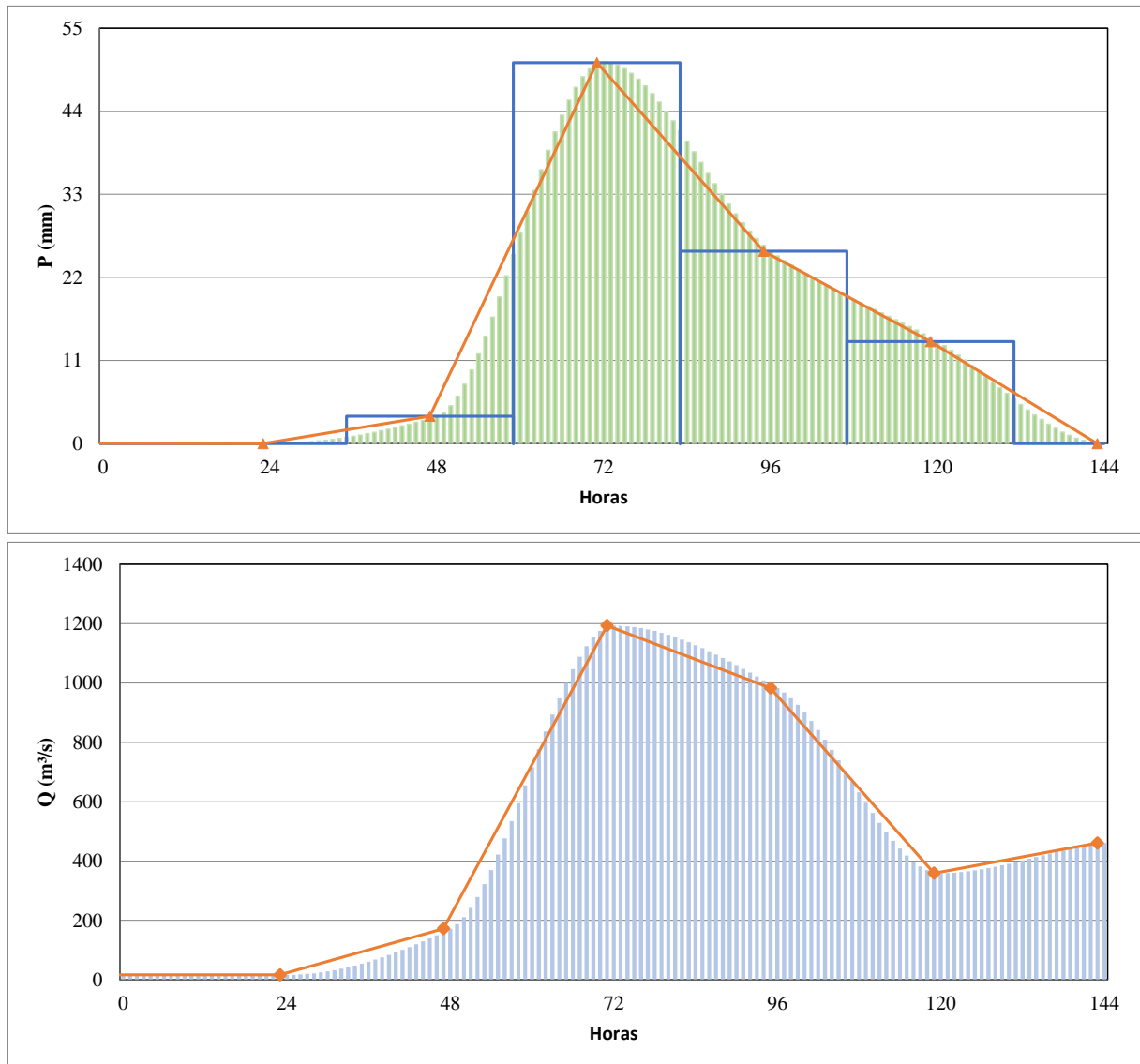


Figura C. 6 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 6



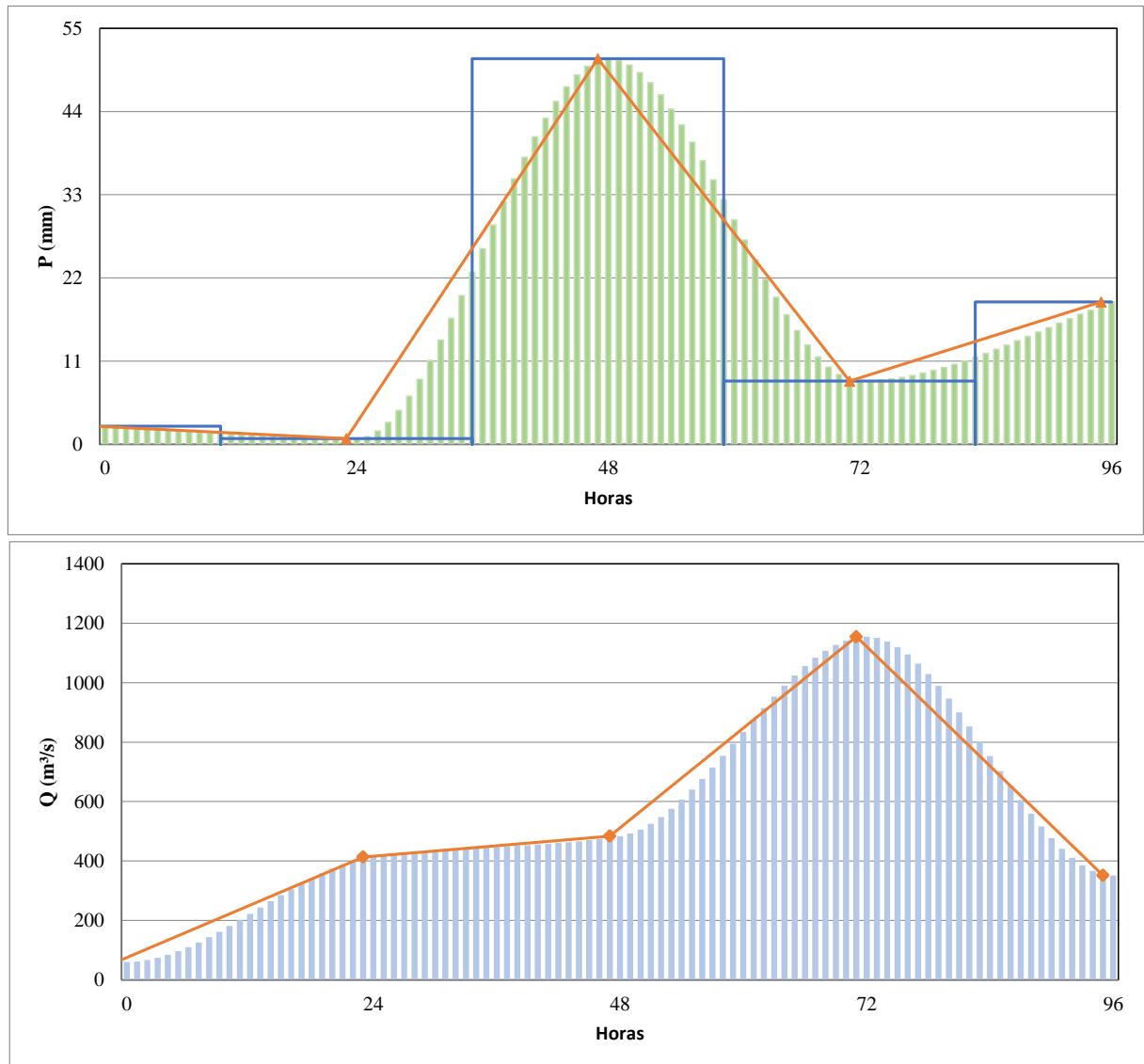


Figura C. 7 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 7

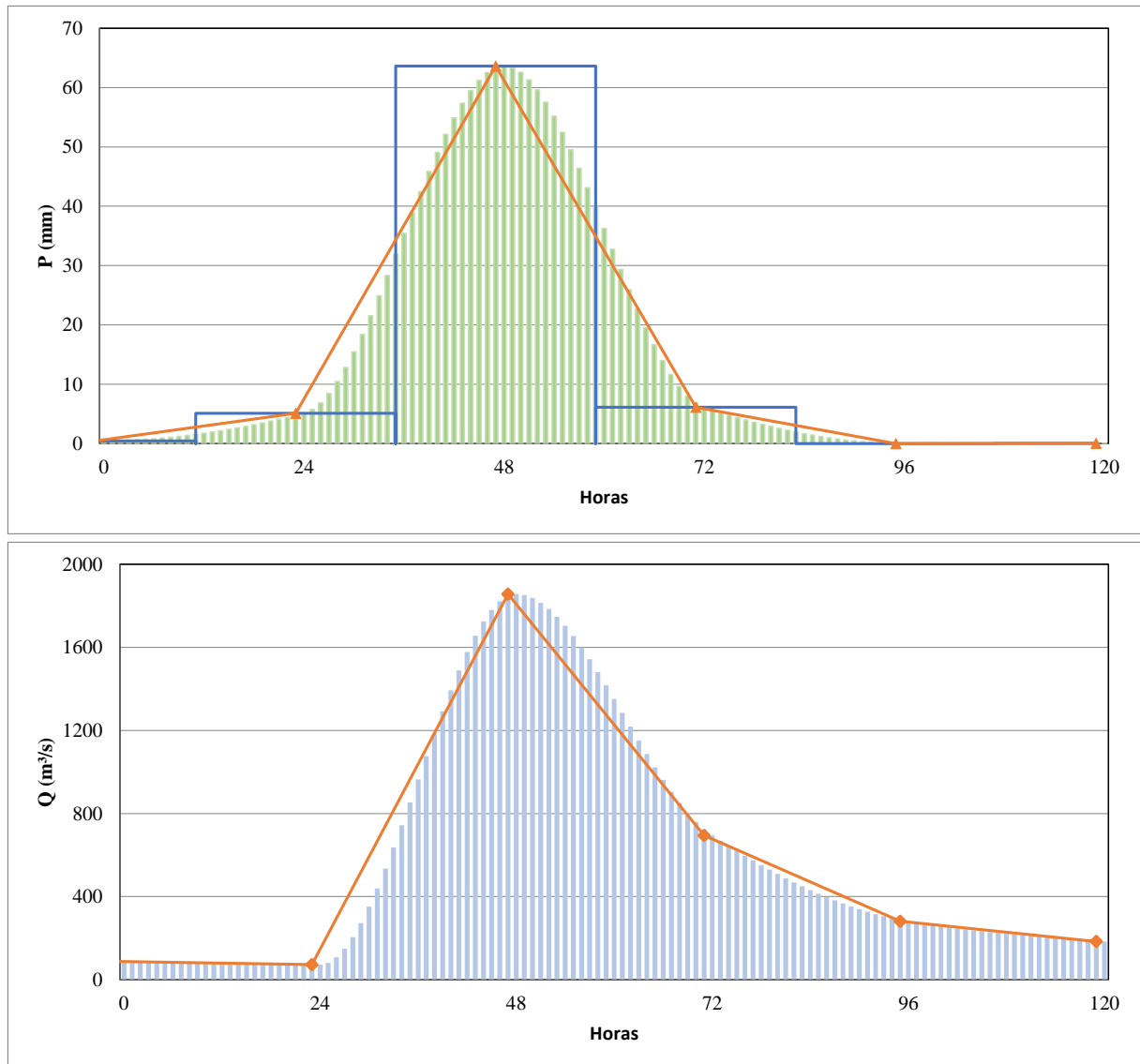


Figura C. 8 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 8

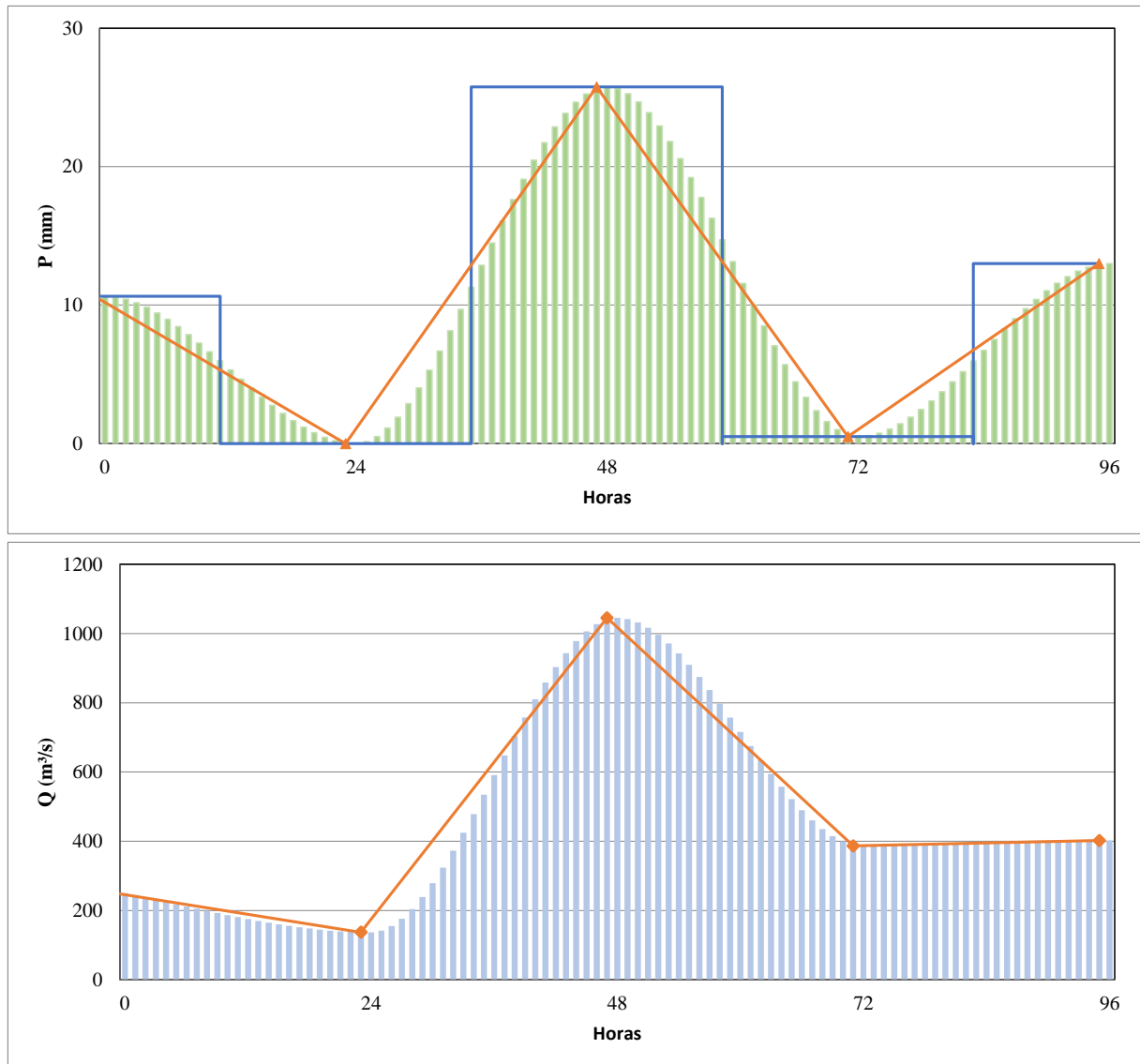


Figura C. 9 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 9

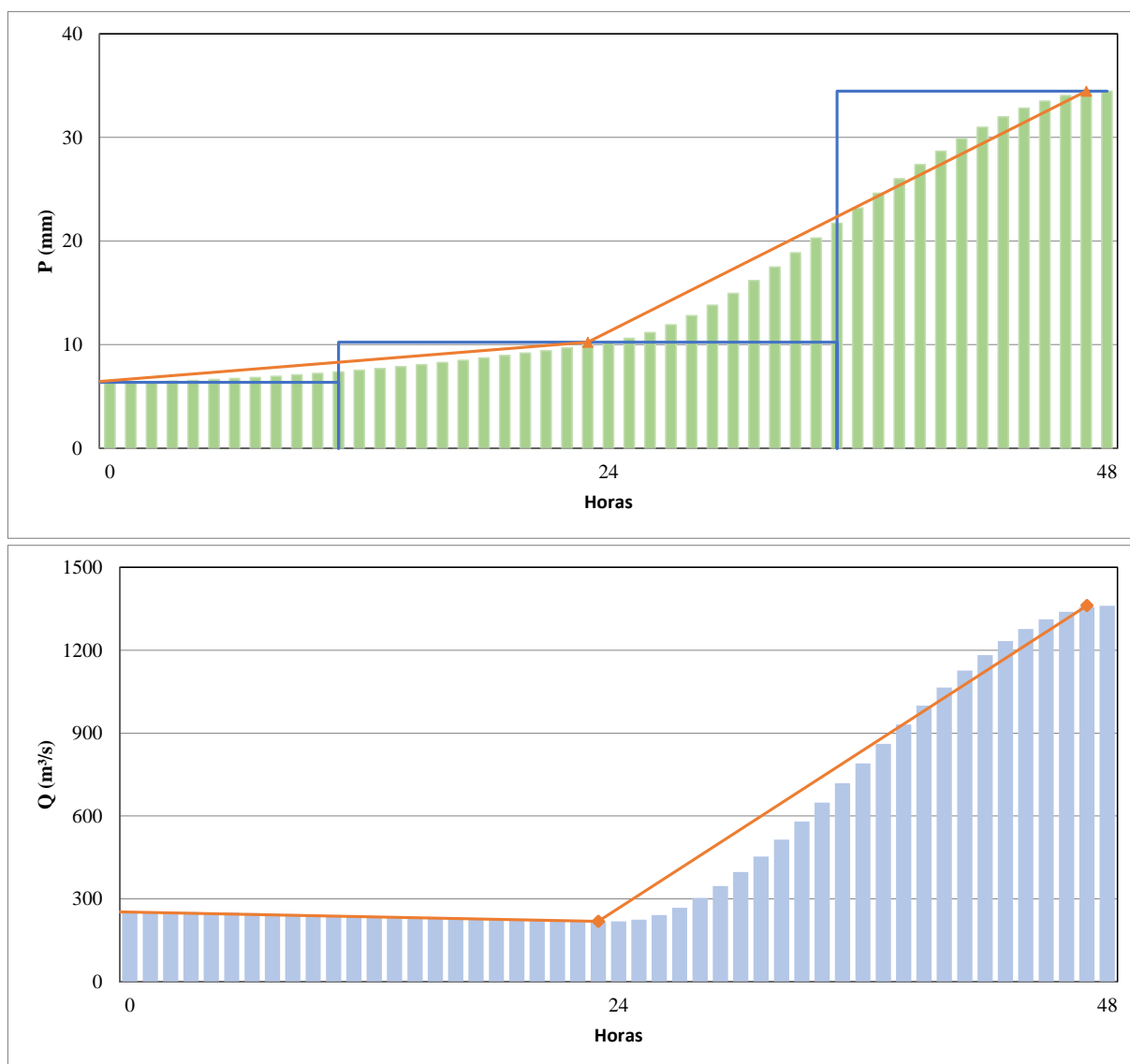


Figura C. 10 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 10

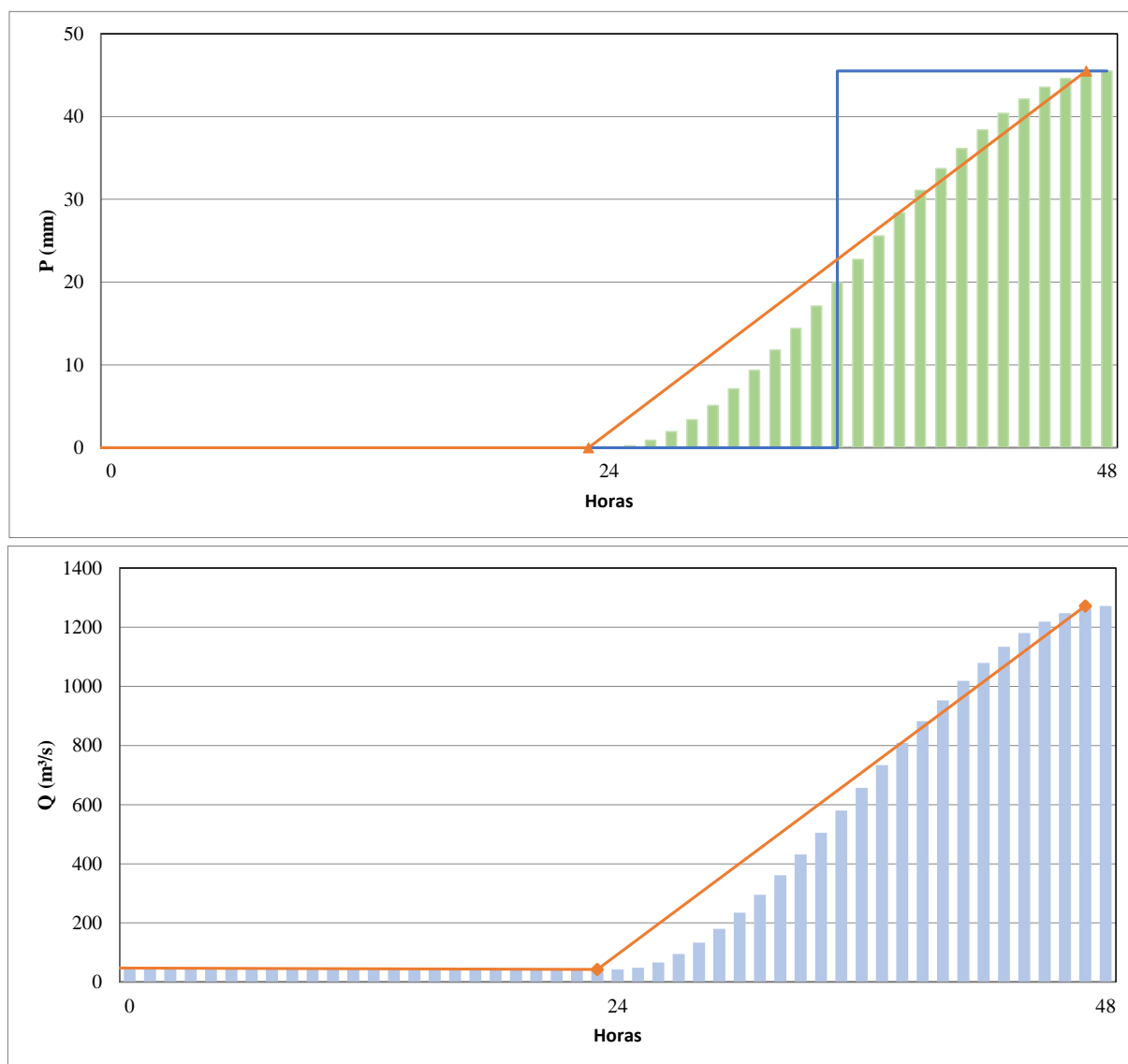


Figura C. 11 - Discretização horaria da vazão e precipitação média no evento 11

## Apêndice D

Resultados da previsão de vazões para as estações de monitoramento nos eventos 5, 8 e 11

Tabela D. 1 - Previsão de vazões no evento 5 para as estações de monitoramento

Tempo (h)	v. p. Ponte Caximba (m³/s)	v. p. Piá Ambiental (m³/s)	v. p. Parque Barigui (m³/s)	Tempo (h)	v. p. Parque Tingui (m³/s)	v. p. Almirante Tamandaré (m³/s)
0	133,0	133,0	133,0	0	133,0	133,0
3	132,9	132,9	132,9	2	132,9	132,9
6	132,7	132,7	132,7	4	132,8	132,8
9	132,4	132,4	132,4	6	132,7	132,7
12	132,0	132,0	132,0	8	132,5	132,5
15	131,5	131,5	131,5	10	132,2	132,2
18	131,0	131,0	131,0	12	132,0	132,0
21	130,4	130,4	130,4	14	131,7	131,7
24	129,9	129,9	129,9	16	131,3	131,2
27	129,2	129,2	129,2	18	131,0	130,8
30	128,6	128,6	128,6	20	130,6	130,5
33	128,0	128,0	128,0	22	130,3	130,1
36	127,3	127,3	127,3	24	129,9	129,7
39	126,6	126,6	126,6	26	129,5	129,3
42	125,9	125,9	125,9	28	129,0	128,8
45	125,2	125,2	125,2	30	128,6	128,4
48	124,5	124,5	124,5	32	128,2	128,0
51	126,4	124,4	124,2	34	127,7	127,5
54	161,4	144,4	138,4	36	127,3	127,1
57	236,9	187,7	168,7	38	126,8	126,6
60	333,2	242,0	207,3	40	126,4	126,1
63	441,8	303,6	250,8	42	125,9	125,7
66	786,5	473,8	371,9	44	125,4	125,2
69	1027,4	644,9	493,9	46	125,0	124,8
72	1149,6	725,1	550,1	48	124,5	124,3
				50	124,0	123,8
				52	124,3	123,7
				54	134,8	129,5
				56	150,0	137,7
				58	167,7	147,3
				60	188,3	158,6
				62	210,6	170,9
				64	233,1	183,1
				66	270,6	208,4
				68	330,6	247,6
				70	398,3	284,8
				72	434,6	305,1

Tabela D. 2 - Previsão de vazões no evento 8 para as estações de monitoramento

Tempo (h)	v. p. Ponte Caximba (m³/s)	v. p. Piá Ambiental (m³/s)	v. p. Parque Barigui (m³/s)	Tempo (h)	v. p. Parque Tingui (m³/s)	v. p. Almirante Tamandaré (m³/s)
0	87,7	87,7	87,7	0	87,7	87,7
3	87,6	87,6	88,5	2	87,7	87,7
6	94,9	92,0	93,6	4	93,2	92,8
9	95,7	97,7	96,6	6	93,3	93,6
12	98,0	100,2	100,1	8	94,7	94,2
15	103,5	106,8	106,1	10	97,1	94,8
18	111,6	114,6	113,5	12	99,9	96,4
21	122,1	125,1	122,9	14	102,3	98,8
24	132,0	135,7	132,4	16	106,9	100,1
27	145,5	148,0	143,1	18	109,0	101,9
30	192,1	182,1	166,4	20	114,8	107,9
33	272,8	237,6	201,8	22	121,7	113,3
36	423,7	336,9	267,3	24	127,4	119,2
39	770,2	582,9	428,8	26	133,9	125,1
42	1012,1	747,0	532,4	28	146,6	133,1
45	1195,9	871,8	609,1	30	162,2	143,0
48	1308,3	946,4	654,6	32	188,7	172,3
				34	196,1	183,7
				36	237,2	195,9
				38	267,2	208,6
				40	309,7	220,9
				42	375,7	231,9
				44	425,1	241,1
				46	460,1	247,4
				48	480,1	250,7

Tabela D. 3 – Previsão de vazões no evento 11 para as estações de monitoramento

Tempo (h)	v. p. Ponte Caximba (m³/s)	v. p. Piá Ambiental (m³/s)	v. p. Parque Barigui (m³/s)	Tempo (h)	v. p. Parque Tingui (m³/s)	v. p. Almirante Tamandaré (m³/s)
0	47,4	47,4	47,4	0	47,4	47,4
3	47,0	47,0	47,0	2	47,2	47,2
6	46,9	46,9	46,9	4	47,0	47,0
9	46,8	46,8	46,8	6	46,9	46,9
12	46,6	46,6	46,6	8	46,8	46,8
15	46,5	46,5	46,5	10	46,6	46,6
18	46,3	46,3	46,3	12	46,6	46,6
21	46,1	46,1	46,1	14	46,3	46,3
24	45,9	45,9	45,9	16	46,4	46,4
27	46,5	45,8	45,8	18	46,3	46,3
30	72,8	60,0	56,7	20	46,0	46,0
33	134,5	107,7	90,3	22	45,9	45,9
36	211,2	162,7	130,2	24	45,9	45,9
39	298,7	225,1	175,6	26	45,8	45,8
42	535,7	286,1	247,2	28	45,8	45,8
45	778,0	514,9	407,9	30	72,7	58,3
48	890,5	631,7	475,0	32	89,7	71,9
				34	100,9	87,8
				36	115,0	105,6
				38	141,6	124,1
				40	177,5	142,9
				42	226,1	160,1
				44	301,8	174,7
				46	329,9	185,5
				48	366,3	191,5